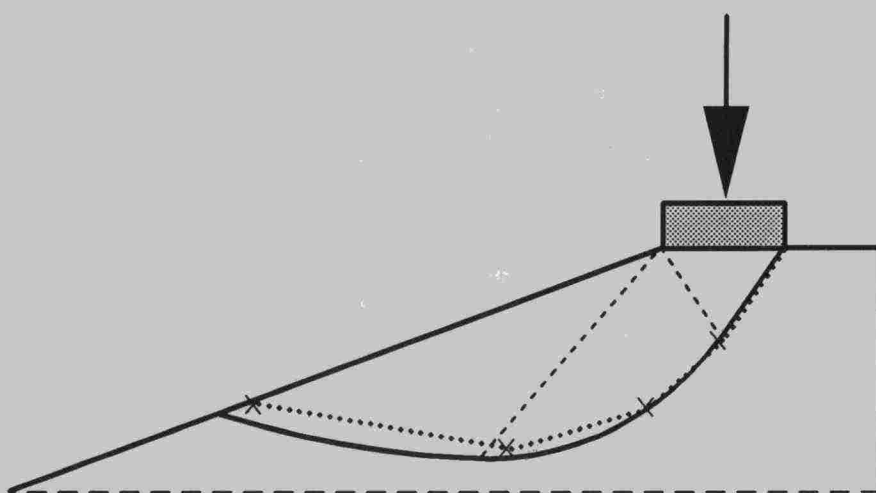


Tielaitos

Hannele Kulmala

Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn



**Tielaitoksen
selvityksiä**

44/1995

Helsinki 1995

Geokeskus

Tielaitoksen selvityksiä
44/1995

Hannele Kulmala

**Kaltevan maanpinnan vaikutus
perustusten kantokykyyn**

Tielaitos
Geokeskus

Helsinki 1995

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-089-X
TIEL 3200320
Painatuskeskus Oy
Helsinki 1995

Julkaisun kustannus ja myynti:
Tielaitos, hallinnon palvelukeskus,
painotuotepalvelut
Telefax (90) 1487 2652

Joutsenmerkin arvoinen paperi

Tielaitos
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde (90) 148 721

Kulmala, Hannele, Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. [Inverkan av lutande markyta för grundläggningars bärförmåga]. Helsinki 1995, Tielaitoksen selvityksiä 44/1995. 167 sivua + 6 liitettä. ISBN 951-726-089-X. ISSN 0788-3722. TIEL 3200320.

Asiasanat geotekniset laskelmat, kantokyky, koekuormitus, perustukset, telinetyöt

Tiivistelmä

Kaltevan maanpinnan varaiset perustukset mitoitetaan Suomessa tällä hetkellä tielaitoksen ohjeen "Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa" mukaan. Ohjeen mitoitustapa on DIN 4017 -normin mukainen ja perustuu Prandtlin liukupintateoriaan. Ohjeen mukainen mitoitustapa vähentää 30° jyrkän luiskan kantokyvyn arvoa jopa 82 % tasaiseen maahan verrattuna.

Tätä työtä on edeltänyt TTKK:lla tehty tutkimus "Tukitelineperustusten kantokyky", jossa tutkittiin pitkänomaisten matalaperustusten kantokykyä tasaisella maalla. Tämän työn tavoitteena oli tutkia perustusten kantokykyä luiskan varassa käyttäen samoja koejärjestelyjä kuin edellisessä koesarjassa. Lisäksi ongelmaa lähestyttiin kirjallisuuden ja numeeristen menetelmien avulla. Tutkimuksen pohjalta annettiin suositus käytettävistä luiskan kaltevuuskertoimista luiskan kaltevuuden funktiona.

Tutkimuksessa esitellään aluksi kaltevan maanpinnan mitoituksessa käytettäviä laskentamenetelmiä sekä eri maiden ohjeiden suosittamia mitoitustapoja. Lisäksi työhön on koottu yhteenveto kaltevalla maanpinnalla aiemmin tehdyistä kokeellisista tutkimuksista. Klassiset kaltevan maanpinnan mitoitusten menetelmät on tutkimuksissa todettu ylityövoimiksi. Esitetyt uudet teoriat antavat koetuloksiin nähden huomattavasti realistisempia kantokyvyn arvoja.

Kaltevan maanpinnan kantokyvyn määrittämiseksi tehtiin Tampereen teknillisen korkeakoulun koehallin koekuopassa 30 kokeen sarja 1:1 -mittakaavassa. Kokeet tehtiin karkealla soralla kolmella eri luiskan kaltevuudella ja kolmessa eri maapohjan tiiviysasteessa. Perustuksina käytettiin kahta teräsprofiilia, joiden leveydet olivat 150 ja 300 mm. Käytetyt perustamissyvyydet olivat 0 mm ja 150 mm. Kuormituskokeiden pääasiallinen tarkoitus oli tutkia luiskan varaan sijoitettujen perustusten kantokykyä. Lisäksi kokeilla selvitettiin murtopinnan muotoa, perustusten painumia sekä plastisoitumisen etenemistä kuormituksen kestäessä.

Verrattaessa koekuormituksista saatuja kantokyvyn arvoja esitettyjen kantokykyteorioiden antamiin arvoihin osoittautui suurin osa teorioista huomattavasti ylityövoimiksi. Enimmäkseen teorioiden sisäinen varmuus muodostuu kantavuuskertoimien varmuudesta, mutta jyrkillä luiskan kaltevuuksilla myös luiskan kaltevuuskertoimien sisäinen varmuus on suuri.

Maapohjan plastisoitumista tarkasteltiin maanpinnan muodonmuutoskäyttäytymisen ja kuormitus-painuma -kuvaajien avulla. Molemmilla määritystavoilla arvioidut rajakuorman arvot korreloivat keskenään erittäin hyvin. Löyhällä maapohjalla tehdyissä kokeissa, samoin kuin leveillä perustuksilla rajakuorma saavutettiin tiivistä maapohjaa ja kapeaa perustusta aikaisemmin. Rajakuorman arvo oli keskimäärin 0,53 x murtokuorma.

Liukupinnan muotoa tutkittiin maahan lyötävien siirtymävaijerien avulla. Kokeissa mitattuja liukupinnan muotoja verrattiin Prandtlin teorian mukaisiin liukupintoihin. Liukupintojen muodot vastasivat toisiaan suhteellisen hyvin.

Maanpinnan painumia tarkasteltiin rajakuorman suuruksilla jännityksillä. Mitatut painumat osoittautuivat selvästi suuremmiksi kuin millään menetelmällä lasketut painumat. Tulos viittaisi siihen, että tasaiselle maalle soveltuvat painuman laskentamenetelmät, etenkin jännityksen jakautumisen laskentamenetelmät, eivät soveltuisi kaltevalle maanpinnalle.

Ongelmaa tarkasteltiin myös elementtimenetelmään perustuvalla ohjelmalla Zsoil. Murtokuorman määritykseen ohjelma soveltuu erittäin hyvin. Laskentaparametrien määrittäminen on tehtävä kuitenkin huolella, koska pienikin parametrien vaihtelu voi johtaa suuriin eroihin laskelmien tuloksissa. Etenkin dilataatiokulman käytöllä on suuri merkitys lähinnä painumien suuruuteen.

Tutkimuksen perusteella annettiin mitoitus suositus sekä tukitelineiden että pysyvien rakenteiden mitoittamiseksi luiskaan varaan. Suosituksessa on otettu huomioon uudet tukitelineohjeet ja eurokoodien asettamat vaatimukset.

Kulmala, Hannele, *Bearing capacity of foundations on sloping ground*. [Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn]. Helsinki 1995, Finnish National Road Administration, Research Report 44/1995. 167 pp. + 6 app. ISBN 951-726-089-X. ISSN 0788-3722. TIEL 3200320.

Key words geotechnical calculations, bearing capacity, falsework foundations, slope

Abstract

Bearing capacity of foundations on sloping ground is defined in Finland by using the National Road Administration code "Foundation Instructions in Bridge Design". The definition method is the same as in the German DIN 4017 code and it is based on Prandtl's theory of plastification zones. The method decreases the bearing capacity of a 30° slope even 82 % compared to the bearing capacity of horizontal ground.

Prior to this study a master's thesis called "Bearing capacity of the falsework foundations" was made at Tampere University of Technology. In that research bearing capacity of shallow foundations on horizontal ground was studied. The aim of this project was to study bearing capacity of sloping ground by using the same measurement method and equipment as in the previous research.

In the first part of this study some bearing capacity theories and norms used in different countries are presented on the basis of literature. In addition, a summary of earlier research on sloping ground problems is introduced. In earlier research the classical bearing capacity theories have been found to be on the safe side. Theories presented later estimate bearing capacity more realistically.

To define the bearing capacity of sloping ground 30 experiments were carried out in laboratory test pit. The experiments were made on the scale of 1:1 on gravel with two different types of foundations, in three densities, both on the surface and at a depth of 150 mm, and with three different inclinations of slope. Two steel profiles, which were 150 mm and 300 mm in width, were used as foundations. The main aim of these experiments was to study the bearing capacity of the foundations. Also the shape of sliding surface, settlements of foundations and plastification of soil during loading were investigated.

The test results are compared to the results calculated from bearing capacity equations. All the theories, except Balla's theory, gave results which were strongly on the safe side. The bearing capacity factors were most on the safe side, but also the slope inclination factors, especially on steep slopes, were on the safe side.

The plastification of soil during loading was studied by measuring the movements of the surface of the surrounding ground and by using stress-settlement curves. The plastic limit loads determined by both methods correlated together very well. The plastic limit load was approximately 0,53 times the ultimate bearing capacity.

The sliding surfaces measured corresponded well to the sliding surfaces according to Prandtl's theory.

The settlements of foundations were examined by using the load value corresponding to the plastic limit load. The settlements measured turned out to be much higher than the ones calculated by any method. The result indicates that the calculation methods for horizontal ground, also the stress distribution definition methods, are not suitable for sloping ground.

The problem was studied also by using the computer program Zsoil, which is based on the finite element method. For the definition of the ultimate bearing capacity the program is very suitable. The settlements defined by Zsoil were much lower than the settlements measured in the laboratory tests and the ones defined by other calculation methods. When using Zsoil, the soil parameters have to be defined carefully,

because even a small variation in the parameters can lead to large differences in calculation results.

On the basis of this study a recommendation for slope inclination factors to be used was given. The recommendation was divided into two parts: falsework foundations and permanent foundations. The national Code of Practice for Falsework and the Eurocodes were taken into account in recommendation.

Alkusanat

Tämä kaltevan maanpinnan vaikutusta perustusten kantokykyyn käsittelevä julkaisu on osa telineiden suunnitteluohjeen laatimisen tueksi tehtyä tutkimusta. Työtä on edeltänyt vaakasuoralle pohjamaalle perustettujen tukitelineperustusten kantokykyä käsittelevä tutkimus.

Tässä julkaisussa on tutkimustulosten perusteella annettu suositus sekä tukitelineiden että pysyvien rakenteiden mitoittamiseksi luiskan varaan. Julkaisun on laatinut Hannele Kulmala diplomityönään Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laitoksella professori Jorma Hartikaisen ohjauksessa.

Tutkimusta ovat valvoneet tilaajan puolelta Jorma Immonen geokeskuksesta ja Kalervo Haapala siltakeskuksesta.

Tielaitos
Geokeskus

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	11
2	KANTOKYKYTEORIAM	14
2.1	Yleistä	14
2.2	Prandtlin kantokykyteoriaan perustuvat laskentamenetelmät	14
2.2.1	Prandtlin teoria	14
2.2.2	Yleinen kantavuuskaava	15
2.2.3	Meyerhofin teoria	16
2.2.4	Brinch Hansenin menetelmä	18
2.2.5	Vesicin menetelmä	22
2.2.6	Ballan teoria	22
2.3	Liukupintalaskelmiin perustuvat menetelmät	23
2.3.1	Yleistä	23
2.3.2	Bishopin ympyräliukupintamenetelmä	26
2.4	Muut laskentamenetelmät	28
2.4.1	Saranin, Sudin ja Handan kehittämä menetelmä	28
2.4.2	Mizunon menetelmä	31
2.4.3	Kusakaben, Kimuran ja Yamaguchin menetelmä	34
2.4.4	Grahamin menetelmä	37
2.5	Eri maiden normit ja ohjeet	40
2.5.1	Tielaitoksen suosittelema menetelmä	40
2.5.2	Tukitelineohjeet	42
2.5.3	DIN-normit	42
2.5.4	Kanadan normit	44
2.5.5	Eurokoodi	44
2.6	Teorioiden vertailu	45
3	KALTEVALLA MAANPINNALLA AIEMMIN TEHDYT KOKEELLISET TUTKIMUKSET	47
3.1	Yleistä	47
3.2	Gdanskin teknillisessä korkeakoulussa tehdyt tutkimukset	47
3.3	Saran, Sud ja Handa	53
3.4	Shields	54
3.5	Kimura	59
3.6	Kusakabe	61
3.7	Gemperline	63
3.7.1	Tutkimukset	64
3.7.2	Tutkimustulosten perusteella esitetty laskentamenetelmä	66

4	KOEKUORMITUKSET	71
4.1	Yleistä	71
4.2	Käytetty maamateriaali	71
4.2.1	Rakeisuus	71
4.2.2	Lujuusominaisuudet	72
4.2.3	Muodonmuutosominaisuudet	72
4.2.4	Tiivistettävyyys	74
4.3	Koeohjelma	75
4.4	Koejärjestelyt	76
4.5	Mittausten rekisteröinti	79
4.6	Kokeiden valmistelu	80
4.7	Maapohjan tiivistarkkailut	83
4.7.1	Käytetty laitteisto	83
4.7.2	Tiiviysmittausten tulokset	89
4.8	Yksittäinen koe	92
5	KUORMITUSKOKEIDEN TULOKSET JA NIIDEN TULKINTA	95
5.1	Yleistä	95
5.2	Murtokuorman määrittäminen	95
5.3	Koekuormitusten tulokset	96
5.3.1	Tulokset kokeittain	96
5.3.2	Vertailu tasaisen maan tuloksiin	101
5.4	Tulosten vertailu teorioihin	105
5.4.1	Teorioiden laskennalliset arvot	105
5.5	Rajakuormat	112
5.5.1	Rajakuorman määrittäytavat	112
5.5.2	Rajakuormien vertailu murtokuormiin	112
5.6	Liukupinnat ja maanpinnan käyttäytyminen	113
5.6.1	Mitatut liukupinnat	113
5.6.2	Prandtin liukupinnat	114
5.6.3	Maanpinnan nousu	115
5.7	Painumatarkastelut	116
5.7.1	Laskentamenetelmät	116
5.7.2	Laskettujen ja mitattujen painumien vertailua	118
5.8	Elementtimenetelmään perustuva tulkinta	124
5.8.1	Yleistä	124
5.8.2	Maan materiaaalimallit	125
5.8.3	Zsoil-ohjelman toiminta	129
5.8.4	Koelaskennat	133
5.8.5	Murtokuorman määrittäys	140
5.8.6	Plastisoitumisen eteneminen	142
5.8.7	Painumien määrittäys	144
5.8.8	Murtokuvion muoto	145

5.8.9	Vertailu muihin FEM-ohjelmiin	147
5.8.10	Yhteenveto	151
6	MITOITUSSUOSITUS	152

6.1	Yleistä	152
6.2	Tämän hetkinen laskelmien varmuustaso	152
6.3	Koetulosten tarkastelu annettavaa suositusta ajatellen	154
6.4	Luiskan kaltevuuskertoimet koetulosten pohjalta	156
6.5	Suositus luiskan varaisten tukitelineiden kantokyvyn laskemiseksi	157
6.6	Suositus kantokyvyn laskemiseksi Eurokoodin mukaisesti	158

7	JOHTOPÄÄTÖKSET	160
---	----------------	-----

8	LIITTEET	164
---	----------	-----

9	KIRJALLISUUSLUETTELO	165
---	----------------------	-----

1 JOHDANTO

Perustamista kaltevan maanpinnan varaan on tutkittu vähän, minkä vuoksi käsitykset siitä, kuinka paljon maapohjan kantokyky alenee luiskan kaltevuuden kasvaessa, vaihtelevat suuresti. Yleisimmin kantavuuskaavoissa käytettävät maanpinnan kaltevuuskertoimet antavat huomattavasti varmalla puolella olevia tuloksia. Toisaalta on myös esitetty laskentatapoja, joiden tulokset, ainakin teoreettisesti, ovat epävarmalla puolella.

Mitoitusongelmana kaltevan maanpinnan kantokyky esiintyy sillan päätytuissa ja tukitelineiden perustamisessa luiskatun maan varaan (kuva 1.1). Lisäksi kaltevan maanpinnan varaan joudutaan perustamaan esimerkiksi jyrkkäpiirteissä maastossa, joskaan tilannetta ei Suomessa useinkaan esiinny. Varmalla puolella olevat mitoitusmenetelmät johtavat ylimitoitettuihin ja kalliisiin rakenneratkaisuihin.



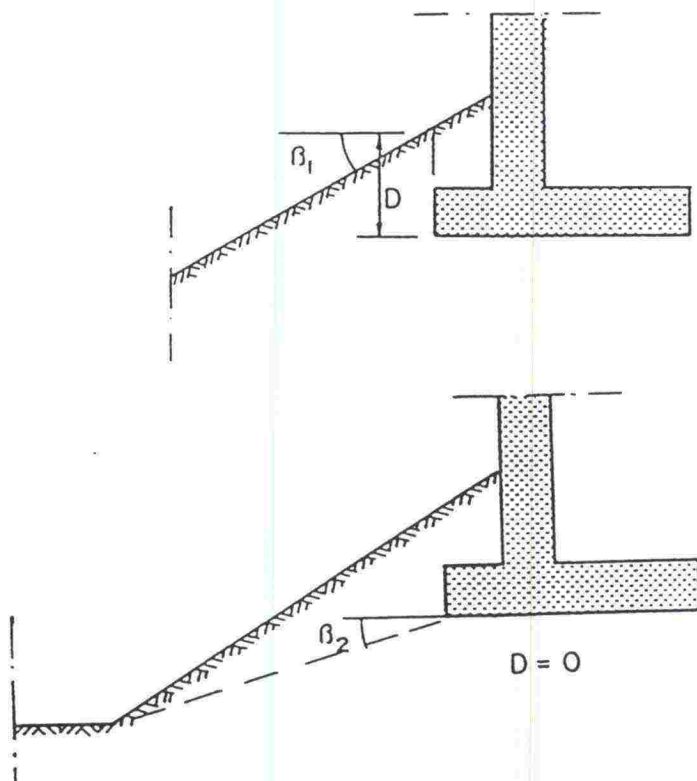
Kuva 1.1

Kaltevan maanpinnan varaan perustettuja tukitelineitä.

Suomessa tällä hetkellä käytössä oleva mitoitusmenetelmä kaltevan maanpinnan varaan perustettaessa on tielaitoksen ohjeen "Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa" /38/ mukainen. Tasaisen maanpinnan kantokyky laskeaan DIN 4017 -normin mukaisesti, jonka jälkeen kantokykyä ohjeen mukaan vähennetään luiskan kaltevuudesta riippuvalla kertoimella g (kaava 1).

$$g = (1 - 0,5 \tan\beta)^5 \quad (1)$$

Kaavassa käytetty luiskan kaltevuus voidaan määrittää kahdella eri tavalla kuvan 1.2 mukaisesti. Kerroin g aiheuttaa esimerkiksi 15°:n maanpinnan



Kuva 1.2

Luiskan kaltevuuden määrittäminen tielaitoksen ohjeen mukaan /38/.

kaltevuudella 52 %:n ja 30°:n kaltevuudella 82 %:n vähennyksen maapohjan kantokykyyn.

Tätä työtä on edeltänyt tutkimus "Tukitelineperustusten kantokyky" /27/, joka toteutettiin yhteistyössä Tampereen teknillisen korkeakoulun, Rakennusinsinööri- ja tukiteline-toimikunnan sekä tielaitoksen ja VR:n kanssa. Tutkimuksessa selvitettiin pitkänomaisten perustusten kantokykyä tasaisella maalla ja tutkimuksen perusteella annettiin suositus uusiin Tukitelineohjeisiin (RIL 147-1993). Tässä työssä on tarkoitus tutkia perustusten kantokykyä luiskan varassa käyttäen edellisen työn koejärjestelyjä.

Työn päämääränä on selvittää perustusten kantokykyä kaltevan maanpinnan varassa uuden mitoitusohjeen laatimista varten. Kirjallisuusselvityksellä kartoitetaan käytetyt laskentamenetelmät ja selvitetään eri maiden normien viittaukset kaltevan maanpinnan laskentamenetelmiin. Lisäksi kirjallisuuden perusteella tehdään yhteenveto kaltevalla maanpinnalla aiemmin tehdyistä kokeellisista tutkimuksista. Perustusten kantokykyä mitataan kokeellisesti Tampereen teknillisen korkeakoulun koehallissa mittakaavakokein eri luiskan kaltevuuksilla, perustustyypeillä ja maapohjan tiiviysasteilla. Tuloksia analysoidaan kantokyky- ja painumalaskelmin sekä vertaillaan tasaisen maanpinnan koesarjan tuloksiin.

Lisäksi maapohjan käyttäytymistä mallinnetaan elementtimenetelmään perustuvalla ohjelmalla ZSoil. Mallinnuksella pyritään selvittämään, minkä suuruisilla kuormilla perustuksen reunoilla alkaa esiintyä plastisoitumista ja selvittämään plastisoitumisen etenemistä. Elementtimenetelmän laskentatuloksia verrataan kuormituskokeiden tuloksiin ja eräillä muilla ohjelmilla laskettuihin kantokyvyn arvoihin.

Tutkimuksen pohjalta annetaan suositus käytettävistä luiskankaltevuuskertoimista luiskankaltevuuden funktiona. Suosituksessa otetaan huomioon Eurokoodien asettamat vaatimukset.

2 KANTOKYKYTEORIAT

2.1 Yleistä

Pohjarakennusohjeiden /33/ mukaan "maapohjan murtumisvaara voidaan selvittää liukupinta-analyysiä tai homogeenisen pohjamaan osalta murtotilaan perustuvia kantavuuskaavoja käyttäen". Lisäksi ohjeissa mainitaan, että "anturaperustuksen kantokyky voidaan laskea kantavuuskaavan avulla silloin, kun kantavuuskaavan edellyttämä murtokuvio voi muodostua homogeenisessa maapohjassa. Muissa tapauksissa anturaperustuksen kantokyky arvioidaan liukupintojen avulla tai määritetään koekuormitusten avulla". Pohjarakennusohjeet antavat siis geotekniselle suunnittelijalle varsin suuren vapauden laskentamenetelmän valinnassa.

Perustuksen kantokyvyn laskentamenetelmiä on käytössä useita. Useat tutkijat ovat lähestyneet kantokikyongelmaa teoreettisesti tekemällä lähtöoletuksia, jotka eivät todellisuudessa ole mahdollisia. Näitä oletuksia ovat esimerkiksi kinemaattisesti mahdoton liukupintakuvio ja painoton maamateriaali. Vanhimmat laskentamenetelmät ovat periaatteiltaan kuitenkin samanlaisia ja esitetään yleisen kantavuuskaavan muodossa.

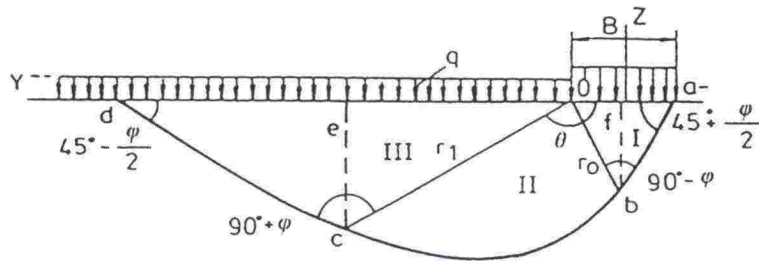
Viime vuosina ovat tutkijat eri maissa kehittäneet uusia teorioita kantokikyongelman ratkaisemiseksi. Tässä yhteydessä käsitellään erityisesti kaltevan maanpinnan varaan perustettujen matalaperustusten laskentamenetelmiä. Uudemmat laskentamenetelmät ottavat tarkemmin huomioon liukupinnan muodon ja lähtöarvojen oikeellisuuden.

2.2.1 Prandtlin teoria /32/

Prandtlin kantokikyteoria lähtee olettamuksesta, että perustustason alapuolisen maan tilavuuspaino on nolla. Tästä virheellisestä lähtökohdasta huolimatta Prandtlin teorian mukainen murtomalli on paljon käytetty, mm. DIN-normien perustana. Teoriasta riippuen voi liukupinnan geometria kuitenkin hieman vaihdella /19/.

Ratkaisussaan Prandtl käytti Kötterin yhtälöä, joka antaa yhteyden murtokuvion muodon ja liukupinnassa vaikuttavien jännitysten välille. Liukupinnan muodon on oletettu vastaavan kuviota, joka syntyy painettaessa pulttia metallin sisään /25/.

Tasaisella maalla sijaitsevan keskeisesti kuormitetun perustuksen maapohjan murtomekanismin periaate Prandtlin teorian mukaan on esitetty *kuvassa 2.1*.



Kuva 2.1 Prandtlin teorian mukainen liukupinta.

Perustusta kuormitettaessa sen alle muodostuu maakiila, jonka sivun ja perustuksen alapinnan välinen kulma on $45^\circ + \varphi/2$. Mm. Meyerhof on kuitenkin esittänyt, että tämä kulma olisi pienempi kuin $45^\circ + \varphi/2$ [17]. Prandtlin murtomalli koostuu kolmesta vyöhykkeestä, joista ensimmäinen osa I on aktiivinen Rankinen vyöhyke, joka työntää säteittäistä Prandtlin vyöhykettä II sivulle ja Rankinen passiivista vyöhykettä III ylöspäin. Liukupinnan osat ab ja cd ovat suoria, jotka muodostavat kulmat $45^\circ + \varphi/2$ ja $45^\circ - \varphi/2$ vaakatason kanssa.

Prandtlin murtokuvion logaritmisen spiraalin säteet voidaan ratkaista yhtälöistä 2 ja 3.

$$r_0 = \frac{B}{\sin(90^\circ - \varphi)} \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (2)$$

$$r_1 = r_0 e^{\frac{(\varphi}{2} \tan \varphi)} \quad (3)$$

Liukupinnan pituus tasaisen maanpinnan tapauksessa saadaan kaavasta 4.

$$l = 2 r_1 \cos(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (4)$$

Koska perustuksen alapuolinen maa oletetaan painottomaksi, tulee liukupinnan osasta bc ympyrä koheesiomailla.

2.2.2 Yleinen kantavuuskaava

Useimmat esitetyt kantokykyteoriat perustuvat Brinch-Hansenin esittämään yleiseen kantavuuskaavaan. Kantavuuskaavassa on perustuksen leveydestä, perustamissyvyydestä ja koheesiosta riippuvat osat. Eniten kantavuuskaavan

termien suuruuteen vaikuttaa maan sisäinen kitkakulma. Yleinen kantavuus-
kaava on muodoltaan seuraava /11, 41/:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D N_D s_D d_D i_D g_D b_D + 0,5 \gamma_2 B N_B s_B d_B i_B g_B b_B \quad (5)$$

missä

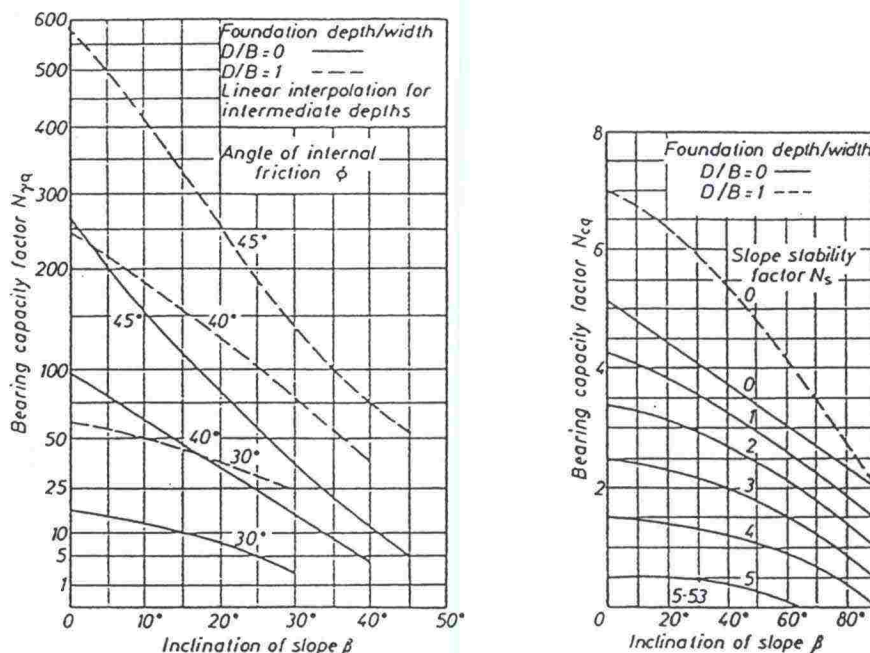
q_u	= maapohjan kantokyky
c	= koheesio
γ_1	= perustustason yläpuolisen maan tilavuuspaino
D	= perustamissyvyys
γ_2	= maan tehokas tilavuuspaino perustustason alapuolella
B	= perustuksen leveys
N_c, N_D, N_B	= kantavuuskertoimia
s_c, s_D, s_B	= perustuksen muodosta riippuvia kertoimia
d_c, d_D, d_B	= perustamissyvyydestä riippuvia kertoimia
i_c, i_D, i_B	= kuormituksen kaltevuudesta riippuvia kertoimia
g_c, g_D, g_B	= maanpinnan kaltevuudesta aiheutuvia kertoimia
b_c, b_D, b_B	= perustuksen kaltevuudesta aiheutuvia kertoimia

Kantavuuskertoimet ja olosuhteista johtuvat kertoimet määritetään teoriasta riippuen eri tavoin. Usein kertoimet on määritetty teoreettisesti käyttäen erilaisia lähtöoletuksia ilman kokeellista tutkimusta. Tämän vuoksi kantavuus-
kaavoilla pystytään ainoastaan arvioimaan maapohjan kapasiteettia murtumista vastaan.

2.2.3 Meyerhofin teoria /17, 32/

Meyerhof on esittänyt kaksi teoriaa perustusten kantokyvyn laskemiseksi. Vanhemmassa teoriassaan hän on lähtenyt liikkeelle Prandtin murtomallista, mutta on ottanut huomioon maan leikkauslujuuden koko liukupinnan matkalta, myös perustustason yläpuolelta. Lisäksi Meyerhofin käyttämä perustuksen ja sen alapuolisen maakiilan välinen kulma on φ eikä $45^\circ + \varphi/2$. Tasaisen maan murtomallissa (kuva 2.2) on perustuksen alapuolella keskivyöhykkeen ABC molemmin puolin leikkausvyöhykkeet, joissa leikkausmuoto vaihtelee säteittäisen ja tasoleikkauksen välillä. Kantavuuskertoimet N_c ja N_q on määritetty kuvan 2.2 (a) perusteella olettaen maa painottomaksi. Toisessa vaiheessa kantavuuskerrointa N_γ määritettäessä (kuva 2.2 b) on maan tilavuuspaino otettu huomioon. Kertoimet on ratkaistu murtomallin jännitystilan tasapainoyhtälöistä /32/.

Kaltevan maanpinnan tapauksessa luiskän puoleiset plastiset vyöhykkeet ovat pienempiä ja tällöin vastaavasti perustuksen kantokyky pienenee. Luiskatun maanpinnan murtomalli on esitetty kuvassa 2.3.



Kuva 2.4 Kantavuuskertoimet perustuksen sijaitessa luiskassa.

sa käytetään kuitenkin vanhempaa teoriaa, koska se ottaa tarkemmin huomioon mm. maan leikkauslujuuden.

Meyerhofin laskentamenetelmällä voidaan perustamissyvyys ottaa huomioon aina $D/B=1$ saakka, jota suuremmilla perustamissyvyyksillä ei luiskan varaisten perustusten kantokyvyn laskeminen ole mahdollista. Lisäksi menetelmällä voidaan laskea kantokyvyn arvoja korkeintaan 45° kitkakulman arvolla. Tämä mahdollistaa kuitenkin useimpien käytännön tapausten laskemisen.

Koska Meyerhof ottaa teoriassaan huomioon myös perustustason yläpuolisen maan lujuuden, ovat laskennalliset tulokset lähempänä todellisia arvoja kuin teorioilla, joissa tätä lujuutta ei oteta huomioon. Toisaalta Meyerhofin teorian mukainen murtomalli, jossa aktiivikiilan ja perustuksen pohjan välinen kulma on maan kitkakulman ϕ suuruinen, aiheuttaa sen, että liukupinnan pituus ja sen seurauksena kantokyky on pienempi kuin teorioilla, joilla tämä kulma on $45^\circ + \phi$.

2.2.4 Brinch-Hansenin menetelmä /10, 11/

Brinch-Hansenin menetelmä perustuu Prandtin liukupinnan muotoon ja Meyerhofin vanhempaan teoriaan. Menetelmä on laajalti käytössä, koska sillä on mahdollista ottaa huomioon useita eri tekijöitä.

Brinch-Hansen on tehnyt teoriaansa seuraavat yleisesti käytetyt yksinkertaistukset:

- 1) Perustustason yläpuolisen maan lujuutta ei oteta huomioon.
- 2) Kitkaa perustuksen sivupinnan ja maan sekä perustustason yläpuolisen ja alapuolisen maan välillä ei oteta huomioon.
- 3) Perustuksen pituus suhteessa leveyteen on suuri.

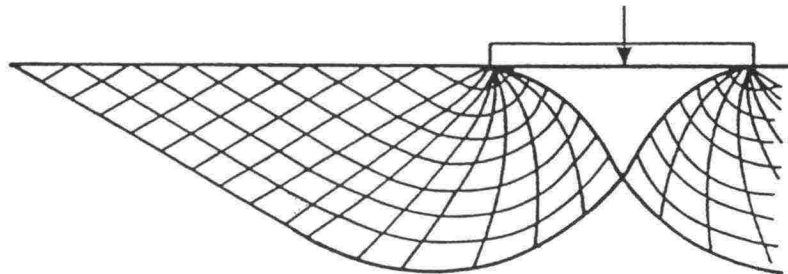
Brinch-Hansen on käyttänyt teoriassaan Prandtin esittämiä arvoja kantavuuskertoimille N_q ja N_c :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (8)$$

Kantavuuskertoimen N_γ määrittämiseen ei ole käytetty Prandtin teorian mukaista murtomallia, vaan kerroin perustuu *kuvan 2.5* mukaiseen murtomalliin. Kerroin N_γ on määritetty liukupinnan muodon perusteella, ja muoto vastaa lähestulkoon seuraavaa kokeellista kaavaa:

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (9)$$



Kuva 2.5

Kantavuuskertoimen N_γ määrittämiseen käytettävät liukupinnat.

Koska kertoimet N_q ja N_c on määritetty eri liukupintaoletuksilla kuin N_γ , ei kantavuuskaavan antama tulos ole tarkka, vaan likiarvo. Tulos on kuitenkin aina varmallalla puolella, ja virhe on useimmiten alle 20 % /11/.

Kirjallisuudessa esiintyy edelleen Brinch-Hansenin aiemmin ehdottama muoto kertoimelle N_γ (kaava 10) /19/. Kaavan mukainen kantavuuskerroin ei kuitenkaan ole enää käytössä.

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (10)$$

Brinch-Hansen on esittänyt seuraavat perustuksen muodosta riippuvat kertoimet /19/:

$$s_c = 1 + (0,2 + \tan^6 \varphi) \frac{B}{L} \quad (11)$$

$$s_q = s_c, \quad \text{kun } \varphi \geq 25^\circ \quad (12)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,5 (0,2 + \tan^6 \varphi) \frac{B}{L} \quad (13)$$

Muotokertoimille voidaan määrittää likiarvot kaavojen 14–16 mukaan /11/.

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad s_c = 1 \text{ nauhamaisilla perustuksilla} \quad (14)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (15)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (16)$$

Brinch-Hansenin menetelmä soveltuu sekä pienille että suurille perustussyvyyksille. Suurilla perustamissyvyyksillä ei kuitenkaan voida ottaa huomioon koko perustustason yläpuolisen maan kantokykyä lisäävää vaikutusta, joten syvyyden vaikutusta on korjattava kertoimilla d_i .

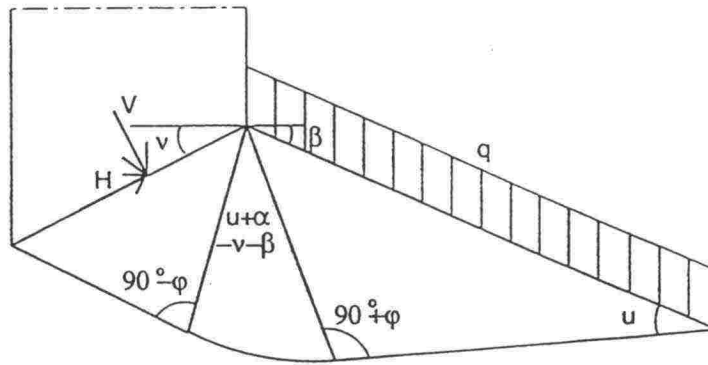
$$d_c = 0,4 \frac{D}{B} \quad \text{kun } D/B \leq 1 \quad (17)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad \text{kun } D/B \leq 1 \quad (18)$$

$$d_c = 0,4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{kun } D/B > 1 \quad (19)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{kun } D/B > 1 \quad (20)$$

Maanpinnan kaltevuus otetaan huomioon kertoimilla g_i ja perustuksen kaltevuus kertoimilla b_i . Kertoimet on määritetty *kuvan 2.6* mukaisen murtomallin tasapainoyhtälöistä. Samasta kuvasta selviävät myös suureiden β ja ν määrittystavat.



Kuva 2.6

Luiskan ja perustuksen kaltevuuskertoimien määrittämisessä käytetty murtomalli Brinch-Hansenin mukaan.

Kertoimia käytettäessä on otettava huomioon, että kulmien β ja v arvojen on oltava positiivisia siten, että niiden summa $\beta + v$ ei saa olla yli 90° . Luiskan kaltevuuskulma β ei myöskään saa olla suurempi kuin maan kitkakulma φ .

Luiskan kaltevuuskertoimet:

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ} \quad \text{kun } \varphi = 0^\circ \quad (21)$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi} \quad \text{kun } \varphi > 0^\circ \quad (22)$$

$$g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 = g_\gamma \quad (23)$$

Perustuksen kaltevuuskertoimet:

$$b_c = 1 - \frac{v^\circ}{147^\circ} \quad (24)$$

$$b_q = e^{-2 v \tan \varphi} \quad (25)$$

$$b_\gamma = e^{-2,7 v \tan \varphi} \quad (26)$$

Brinch-Hansenin menetelmä on monipuolinen laskentamenetelmä, jolla voidaan ottaa huomioon useita eri tekijöitä. Käyttöä rajoittaa kuitenkin se, että teorian lähtöoletuksien vuoksi laskennalliset arvot ovat aina huomattavasti varmalla puolella.

2.2.5 Vesićin menetelmä /3/

Vesićin menetelmä on sovellus Brinch–Hansenin menetelmästä, ainoastaan kantavuuskerroin N_γ ja osa kaltevuuskertoimista poikkeavat Brinch–Hansenin menetelmästä. Menetelmä kuuluu yhdessä Brinch–Hansenin laskentatavan kanssa monipuolisimpiin kantavuusteorioihin. Teorian mukaisia kantavuus- ja kaltevuuskertoimia käyttämällä saadut laskennalliset kantokyvyn arvot ovat Brinch–Hansenin menetelmällä saatuja arvoja suuremmat. Kaavoissa 27–29 on esitetty Vesićin arvot kantavuuskertoimelle N_γ sekä kertoimille g_q , b_q ja b_γ .

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \quad (27)$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \quad (28)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \nu \tan \varphi)^2 \quad (29)$$

Joissakin lähteissä (mm. /41, 42/) on kerrointa g_q kutsuttu Brinch–Hansenin kertoimeksi, mutta kyseessä on kuitenkin Vesićin esittämä kerroin, joka on kehitetty Brinch–Hansenin teorian pohjalta.

2.2.6 Ballan teoria /32,12/

Ballan teoria soveltuu käytettäväksi tasaiselle maanpinnalle perustettavien perustusten kantavuuden laskemisessa. Menetelmällä voidaan laskea sekä kitkamaalajien että vähän koheesiota omaavien maalajien kantokykyä. Teoria perustuu Prandtin murtomalliin sillä erotuksella, että liukupinnan kaareva osa on ympyrä ja jatkeena oleva suora ulottuu maan pintaan asti (kuva 2.7). Lisäksi perustuksen ja sen alapuolisen maakiilan välinen kulma on maan kitkakulman φ suuruinen.

Kantavuuskertoimien määrittämiseen Balla on käyttänyt Kötterin yhtälöä, ja ratkaisu perustuu kaikkien liukupinnassa vaikuttavien voimien tasapainoon.

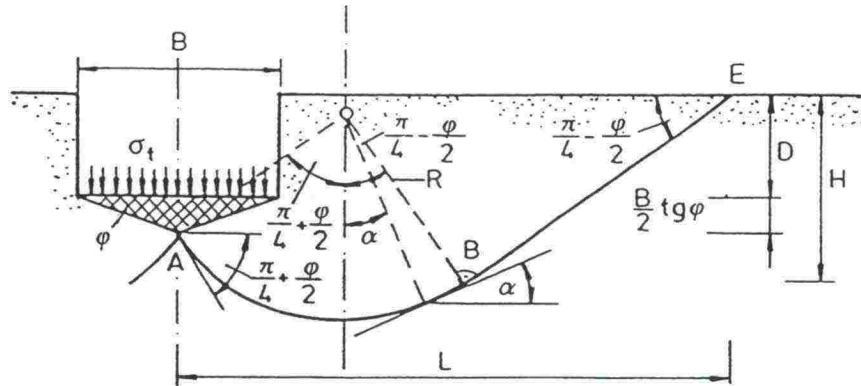
Ratkaisun perusteella saadaan kaava ympyräsynterin säteen laskemiseksi:

$$R = \frac{\rho B}{2} \quad (30)$$

missä

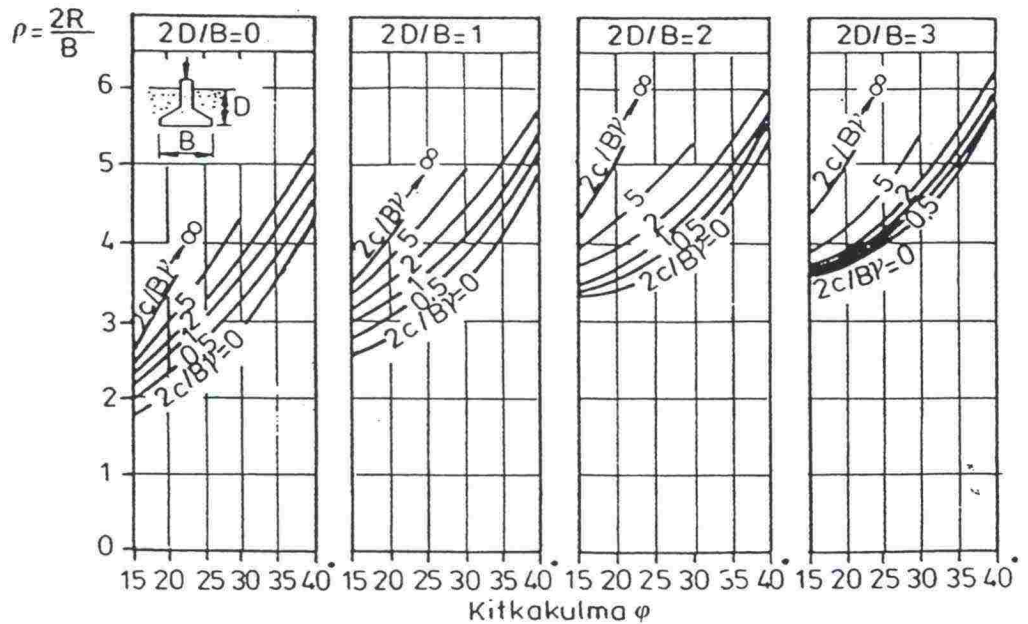
ρ = parametri

R = ympyräsynterin säde



Kuva 2.7 Ballan teorian mukainen murtomalli.

Kantavuuskertoimien määrittämiseksi täytyy ensin tuntea φ , $2c/B\gamma$ ja $2D/B$. Näiden perusteella voidaan kuvan 2.8 nomogrammeista määrittää parametri ρ ja tämän jälkeen kuvan 2.9 nomogrammeista voidaan lukea kantavuuskertoimet N_c , N_q ja N_γ .



Kuva 2.8 Kerroin ρ Ballan mukaan.

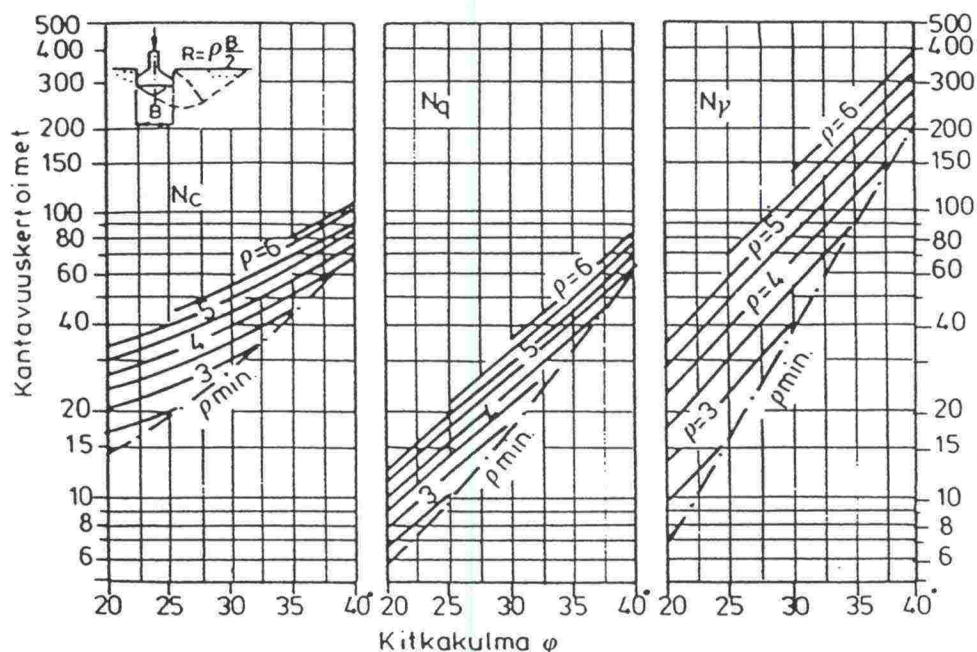
Kantokyky voidaan laskea yleiseen kantavuuskaavaan pohjautuvasta kaavasta 31.

$$q_f = \frac{B}{2} \gamma N_\gamma + D \gamma N_q + c N_c \quad (31)$$

missä

N_γ, N_q, N_c = dimensiottomat kantavuuskertoimet
 B = perustuksen leveys

- D = perustamissyvyys
c = maan koheesio
 γ = maan tilavuuspaino



Kuva 2.9 Kantavuuskertoimet N_c , N_q ja N_γ Ballan mukaan.

Ballan teorian hyvinä puolina voidaan mainita mm.

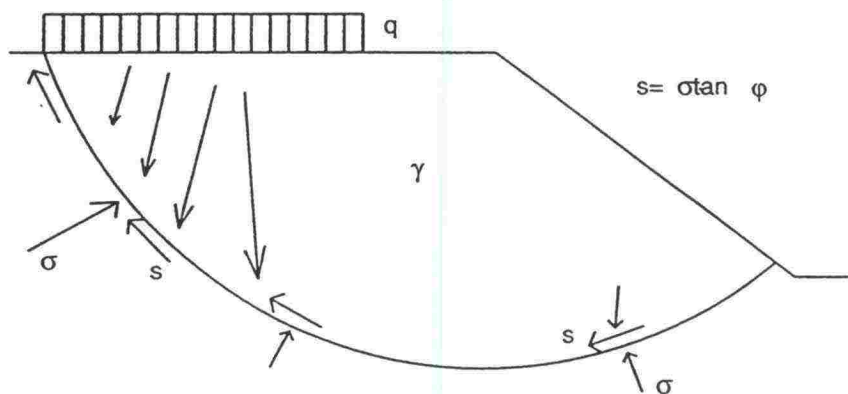
- kinemaattisesti mahdollinen liukupinta,
- kaikki kantavuuskertoimet on määritetty samalle liukupinnalle,
- kantavuuskertoimet eivät riipu pelkästään kitkakulmasta vaan myös tiivyydestä ja koheesiosta sekä perustuksen dimensioista,
- projekti- ja momenttiyhtälöt toteuttavat tasapainotilan,
- tulokset täsmäävät hyvin kokeellisten tulosten kanssa.

Teorian huonoina puolina ovat sen rajoitetut laskentamahdollisuudet. Esimerkiksi epäkeskeistä kuormaa tai maanpinnan kaltevuutta ei varsinaisella teorialla pystytä ottamaan huomioon. Lisäksi Ballan teorian mukaan laskeminen on työlästä useiden eri diagrammien vuoksi.

Ballan teorian mukaan lasketut kantokyvyn arvot tasaisella maalla ovat keskimäärin yli kaksinkertaisia verrattuna Brinch-Hansenin teorialla laskettuihin arvoihin. Nämä erot johtuvat teorioiden alkuolettamusten välillä olevista suurista eroista. Kuitenkin Brinch-Hansenin teoria on yleisemmin käytetty ja tämä saattaa johtua teorian helppokäyttöisyydestä Ballan teoriaan verrattuna, vaikka Ballan teoria antaakin lähempänä todellisuutta olevia kantokyvyn arvoja.

Kokeilemalla eri säteen pituuksia ja keskipisteitä voidaan hakea vaarallisin liukupinta ja murtokuorma.

Kitkamailla vakavuuden laskeminen liukupinta-analyysillä on huomattavasti hankalampaa, koska leikkauslujuus liukupinnalla on riippuvainen normaalijännityksestä kussakin pisteessä (kuva 2.11). Kitkamaiden vakavuustarkastelussa käytetään yleisesti ns. kitkaympyrämenetelmää, jossa tutkitaan yksittäisen maalamellin voimatasapainotilaa.



Kuva 2.11

Periaatekuva liukupinta-analyysistä kitkamailla.

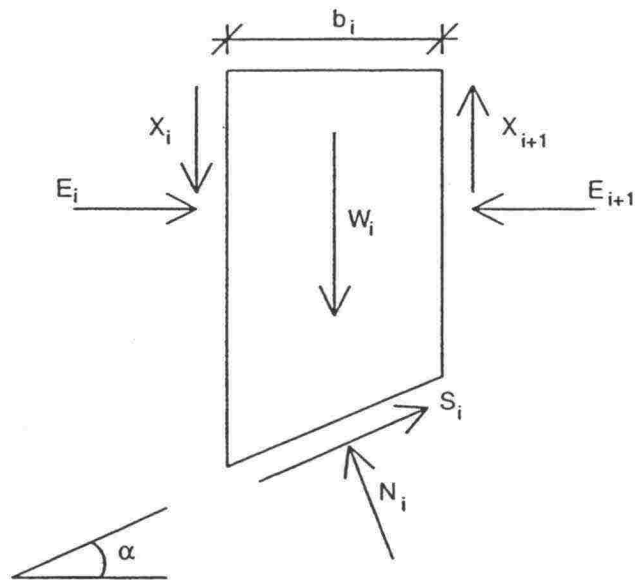
2.3.2 Bishopin ympyräliukupintamenetelmä /13/

Bishopin menetelmä perustuu yleiseen lamellimenetelmään, jossa liukuva maamassa jaetaan pystysuoriin lamelleihin. Näiden lamellien voima- ja momenttitasapainoja tarkastelemalla voidaan arvioida maaluiskan varmuutta murtumista vastaan.

Täydellisen Bishopin menetelmän ratkaisu perustuu kuvan 2.12 mukaiseen maalamellien vapaakappalekuvaan. Ratkaisussa otetaan huomioon kaikki lamelliin vaikuttavat voimat.

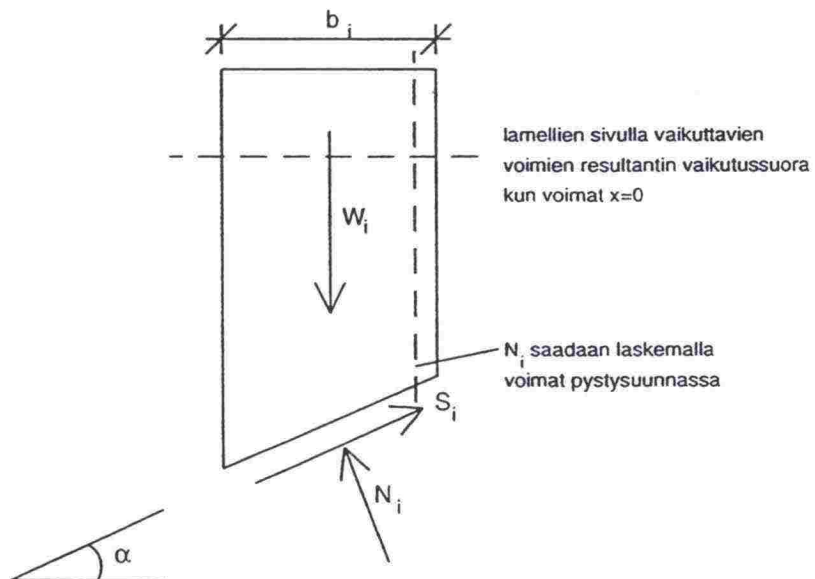
Täydellistä Bishopin menetelmää on yksinkertaistettu jättämällä lamellin sivulla vaikuttavat leikkausvoimat x_i pois tarkastelusta, koska niiden suuruus on pieni verrattuna muihin voimiin (kuva 2.13). Tällöin liukupinnan sivulla vaikuttavat vaakavoimat E_i kumoutuvat, eivätkä vaikuta pystytasapainoehtoon. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä lienee yleisin käytetty liukupinta-menetelmä ja se soveltuu sekä kokonais- että tehokkaiden jännitysten analyysiin. Menetelmän ratkaisu perustuu kaavaan 33:

$$F = \frac{1}{\sum (W \sin \alpha)} \sum ((c' b + (W - ub) \tan \varphi')) \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{(\tan \alpha \tan \varphi')}{F}} \quad (33)$$



Kuva 2.12

Täydellisen Bishopin menetelmän vapaakappalekuva.



Kuva 2.13

Yksinkertaistetun Bishopin menetelmän vapaakappalekuva.

missä

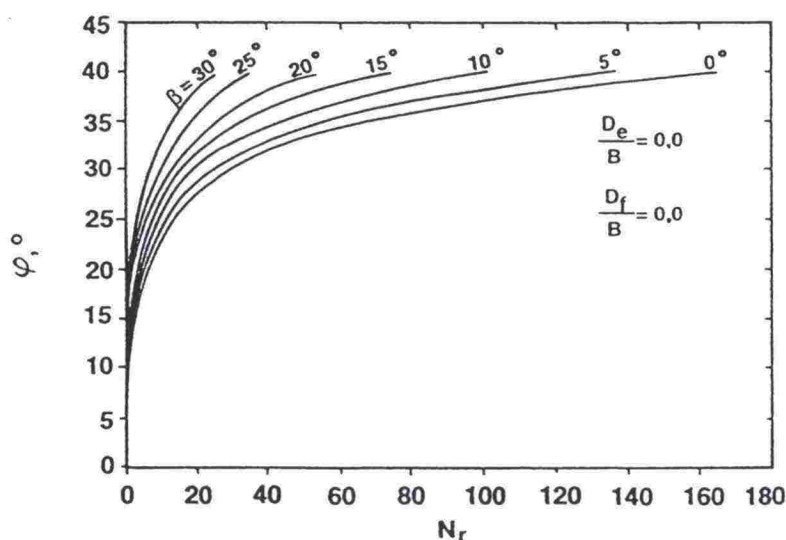
- c' = tehokas koheesio
- φ' = tehokas kitkakulma
- W = lamellin paino (sisältää pintakuormat)
- α = kulma lamellin pohjan ja vaakatason välillä
- u = huokosvedenpaine lamellin pohjalla
- b = lamellin leveys
- F = varmuuskerroin

Murtokuvio eroaa Prandtin mallista siten, että logaritmisen spiraalin keskipisteen oletetaan olevan suoralla AE tai sen jatkeella, toisin kuin Prandtin teoriassa, jossa keskipiste on suoralla KA.

Rajatasapainomenetelmässä on kantavuuskertoimet määritetty superpositio-periaatteella ratkaisemalla maakiilojen tasapainoehdot eri kuormitustapauksilla. Kantavuuskertoimien määrittämisessä on otettu huomioon myös leikkauslujuuden kehitymisaste liukupinnalla.

Raja-arvoanalyysissä on ratkaisuun käytetty energiaperiaatetta. Maakiilojen sisäiset ja ulkoiset työt on määritetty ja näiden raja-arvoista on saatu kantavuuskertoimet ratkaistua.

Laskelmien perusteella on määritetty kantavuuskertoimet N_r , N_q ja N_c . Maan pinnalla olevan perustuksen kantavuuskertoimet on esitetty kuvissa 2.15–2.17.



Kuva 2.15 Kantavuuskerroin N_r Saranin mukaan.

Maaperän kantokyky lasketaan kaavasta 34:

$$Q_u = B \left(\frac{1}{2} r B N_r + r D_f N_q + c N_c \right) \quad (34)$$

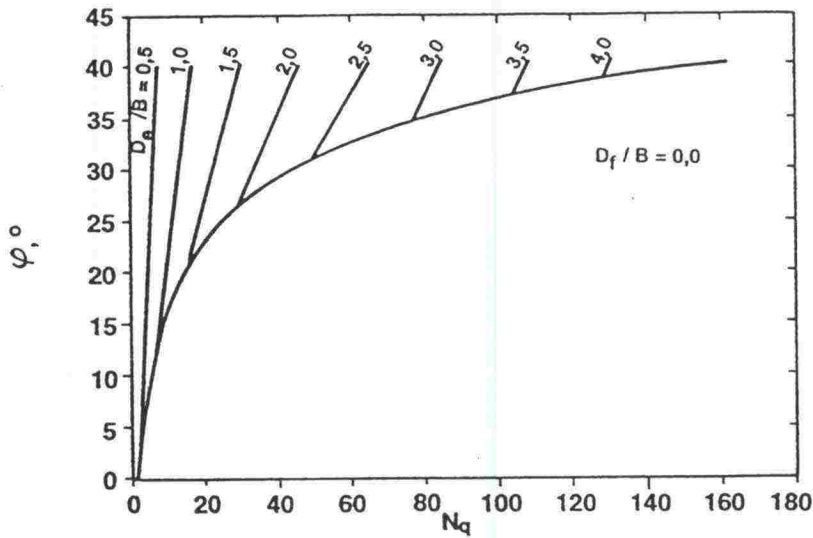
missä

Q_u = perustuksen kantokyky pituusyksikköä kohden, kN/m

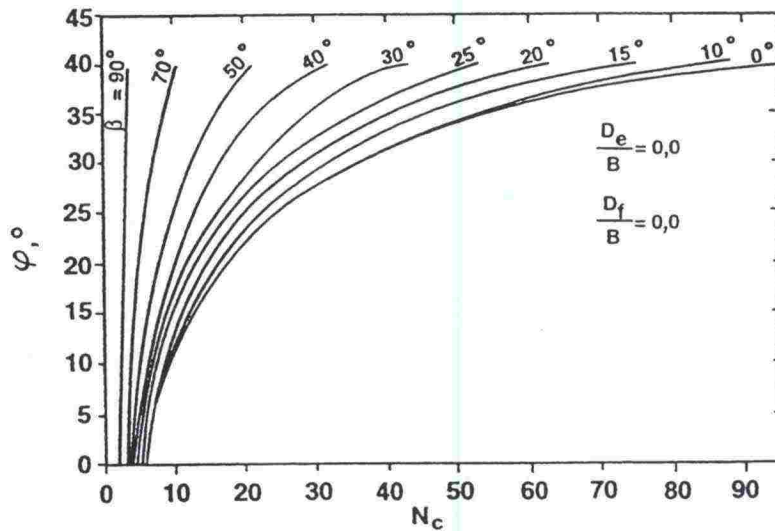
r = maan tilavuuspaino, kN/m³

N_r, N_q, N_c = dimensiottomat kantavuuskertoimet kuvista 2.15–2.17.

Saranin menetelmällä on useita hyviä puolia:



Kuva 2.16 Kantavuuskerroin N_q Saranin mukaan.



Kuva 2.17 Kantavuuskerroin N_c Saranin mukaan.

- murtomallissa luiskan puoleinen ja vastakkainen liukupinta ovat eri muotoiset ja lähempänä todellisuutta kuin malleissa, joissa molemmat kiilat ovat saman muotoiset,
- kantavuuskertoimet on määritetty samasta murtomallista,
- tasapaino- ja momenttiyhtälöt toteutuvat,
- molemmilla ratkaisuiilla, sekä rajatasapaino- että raja-arvoanalyysiratkaisuiilla, on lähes samanlainen ratkaisu,
- teorit on varmistettu koekuormituksilla.

Saranin menetelmä on sinällään käyttökelpoinen laskentamenetelmä luiskan varaisten perustusten kantokyvyn laskemiseksi. Menetelmällä saadut kantokyvyn arvot ovat lähes kaksinkertaiset verrattuna esimerkiksi Brinch-

Hansenin menetelmällä laskettuihin vastaaviin arvoihin. Taulukossa 2.1 on vertailtu kantavuuskertoimen N_r arvoja eräiden muiden esitettyjen teorioiden kantavuuskertoimien arvoihin.

Taulukko 2.1

Saranin menetelmän kantavuuskertoimet N_r verrattuna eräiden muiden teorioiden kantavuuskertoimiin. D_e = etäisyys luiskan reunalta, D_f = perustamissyvyys.

φ (°)	β (°)	D_e/B	D_f/B	Meyerhof N_r	Mizuno N_r	Saran N_r
40	30	0,0	0,0	20,0	17,0	25,37
40	30	1,0	0,0	40,0	–	62,20
40	20	0,0	0,0	34,0	44,0	53,47
40	20	1,0	0,0	55,0	–	85,98
40	20	2,0	0,0	70,0	–	121,22
40	20	0,0	1,0	125,0	–	168,00
30	30	0,0	0,0	3,1	–	6,14
30	20	0,0	0,0	7,5	8,0	11,61
30	15	0,0	0,0	10,1	11,0	15,25
30	15	0,0	0,68	30,0	–	32,20

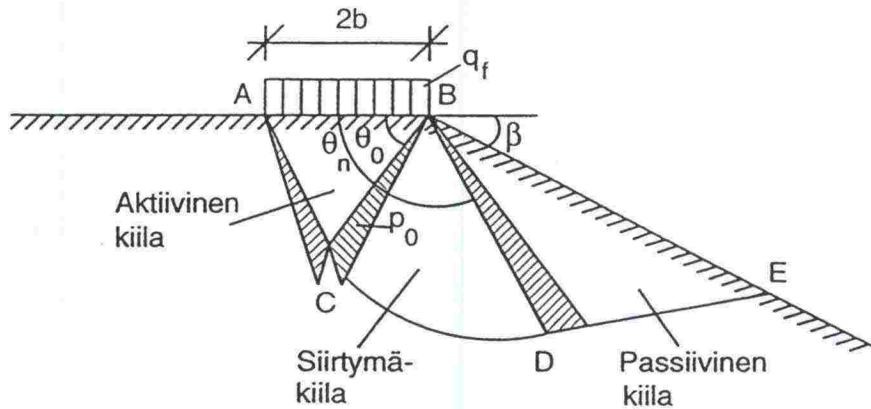
Teorian huono puoli on kantavuuskerroindigrammien päättyminen 40° kitkakulman arvoihin. Mikäli kantavuuskertoimet olisi esitetty laskentakaavan muodossa, olisi menetelmällä käyttöä laajemminkin.

2.4.2 Mizunon menetelmä /18,42/

Mizuno ja ryhmä japanilaisia geoteknikkoja kehittivät 1960-luvulla kantokykyteorian, joka perustui kuvan 2.18 mukaiseen murtomalliin.

Murtopinnan osat AC ja DE ovat suoria ja niiden väliin jäävä osuus CD on kaari, jonka syvyys riippuu maan kitkakulmasta ja luiskan kaltevuuskulmasta. Liukupinnan yläpuolinen osa on jaettu kuvan mukaisesti aktiiviseen, siirtyvään ja passiiviseen vyöhykkeeseen. Aktiivinen kiila ABC oletetaan alkavaksi välittömästi kuorman alapuolelta, ja kiilan ja maanpinnan välinen kulma $\theta_0 = 45^\circ + \varphi/2$. Passiivipaineen osuuden muoto voidaan määrittää luiskan kaltevuuskulman ja maan sisäisen kitkakulman funktiona.

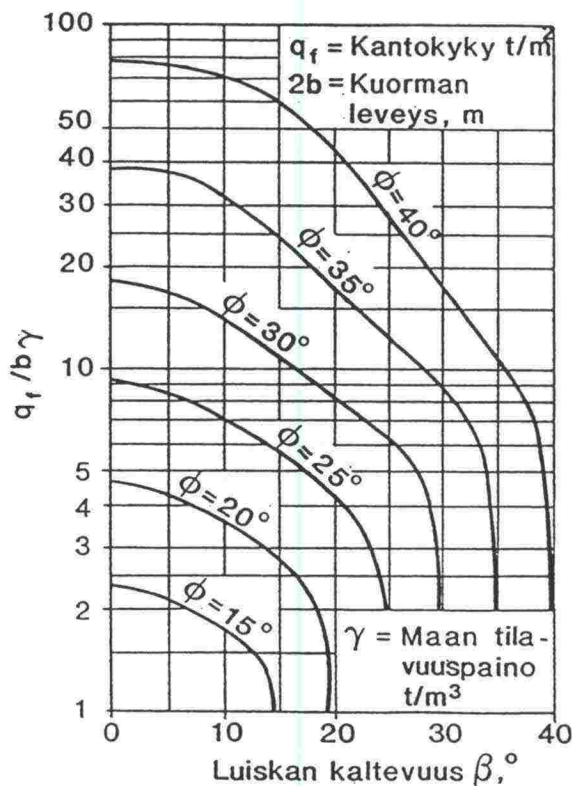
Rajatasapainomenetelmän avulla voidaan perustuksen kantokyky laskea jakamalla siirtyvä vyöhyke BCD differentiaalisien pieniin kiiloihin, joiden keskuskulma on $\Delta\theta$. Ottamalla huomioon kiilojen tasapainotilat ja liukupinnan



Kuva 2.18 Mizunon teorian mukainen murtomalli.

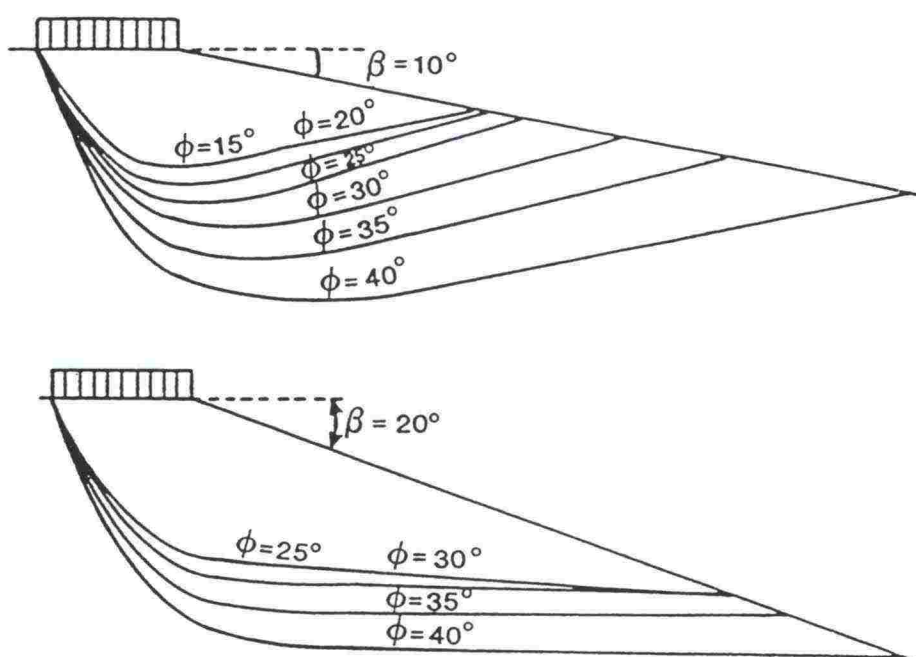
leikkausjännitykset voidaan kantokyky ratkaista Mohrin jännitysympyröiden avulla. Ratkaisun yksityiskohdat on esitetty lähteessä /18/.

Tuloksina saadut suhteiden $q_f / b\gamma$ arvot kitkakulman ja luiskan kaltevuuskulman funktiona on esitetty kuvassa 2.19 ja teorian mukaisesti lasketut liukupinnat luiskan kaltevuuksilla 10° ja 20° kuvassa 2.20.



Kuva 2.19

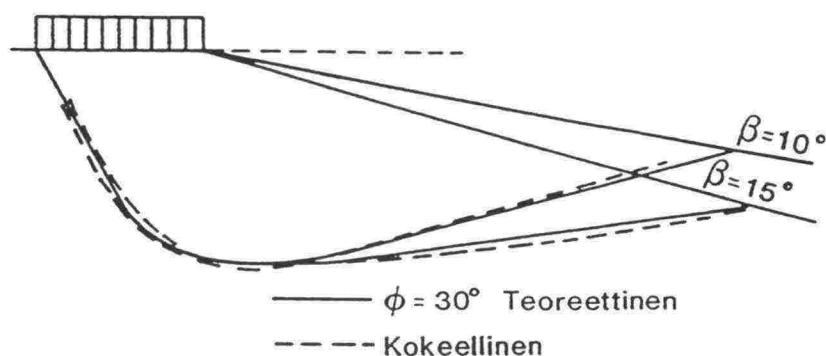
Kantokyvyn arvot kitkakulman ja kaltevuuskulman funktiona Mizunon mukaan.



Kuva 2.20

Laskennalliset liukupinnat Mizunon teorian mukaan luiskan kaltevuuskulmilla 10° ja 20° .

Laskennalliset liukupinnat on varmistettu pienoismallikokein, joiden tulokset vastasivat hyvin laskennallisia arvoja (kuva 2.21).



Kuva 2.21

Laskennalliset ja kokeelliset liukupinnat Mizunon mukaan.

Esimerkiksi luiskan kaltevuudella $\beta = 30^\circ$, kitkakulman arvolla $\phi = 40^\circ$ ja tilavuuspainon $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ arvolla on 0,15 m leveän pinnalla olevan perustuksen kantokyky Brinch-Hansenin menetelmän mukaan 22 kN/m^2 /11/, tielaitoksen ohjeen mukaan 30 kN/m^2 /38/ ja Mizunon menetelmän mukaan $27,7 \text{ kN/m}^2$. Mizunon menetelmällä voidaan saavuttaa siis Brinch-Hansenin menetelmää jonkin verran suurempia kantokyvyn arvoja, mutta sen sisäinen varmuus on kuitenkin tielaitoksenkin ohjeen mukaista laskentatapaa suurempi.

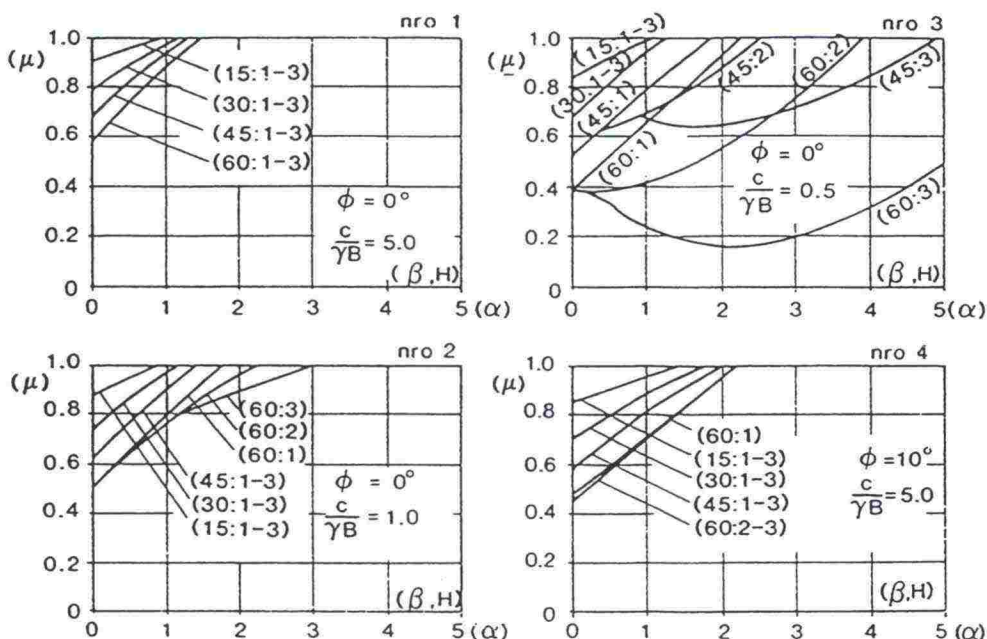
esitetty kuvassa 2.23. Muut reduktiokerroindiagrammit on esitetty alkuperäislähteessä /15/. Kuvissa on käytetty seuraavia lyhenteitä:

β = luiskan kaltevuus

α = etäisyys luiskan reunalta suhteutettuna perustuksen pituuteen

H = luiskan korkeus suhteutettuna perustuksen leveyteen

B = perustuksen leveys



Kuva 2.23

Diagrammit reduktiokerroimen μ määrittämiseen.

Diagrammien avulla voidaan määrittää perustuksen kantavuus q_s luiskassa kaavasta 35.

$$q_s = \mu q_L \quad (35)$$

missä

q_L = kantavuus tasaisella maalla kantavuuskaavasta laskettuna. Kantavuuskerroin N_c lasketaan Prandtlin menetelmän ja N_γ Terzaghin menetelmän mukaan.

μ = dimensioton reduktiokerroin kuvasta 2.23.

Kusakaben menetelmää voidaan soveltaa ainoastaan maan pinnalla oleville perustoille, koska se ei ota lainkaan huomioon perustamissyvyyttä. Lisäksi menetelmä on tarkoitettu lähinnä koheesiota omaavien maiden kantokyvyn laskentaan ja se mahdollistaa hyvin jyrkkien, jopa 60° luiskien kantokyvyn laskemisen. Kivkamailla suurin sallittu luiskan kaltevuus on yleensä vain maan

sisäisen kitkakulman suuruinen. Suurin Kusakaben käyttämä kitkakulman arvo on 30° .

Esitetyn teorian tuloksia on vertailtu muihin laskentamenetelmiin *taulukossa* 2.2. Bishopin menetelmällä saadun tuloksen jälkeen suluissa esitetty arvo on Bishopin menetelmällä lasketun ja esitetyllä teorialla lasketun kantokyvyn arvon osamäärä. Taulukosta voidaan havaita, että menetelmän antamat tulokset vastaavat hyvin mm. Bishopin menetelmän tuloksia.

Taulukossa on esitetty lisäksi samaan murtomalliin perustuvan alaraja-ratkaisun antamat tulokset, jotka jäävät huomattavasti Kusakaben ja Bishopin arvoja pienemmiksi.

Taulukko 2.2

Kusakaben menetelmällä laskettujen arvojen vertailu Bishopin menetelmällä laskettuihin arvoihin.

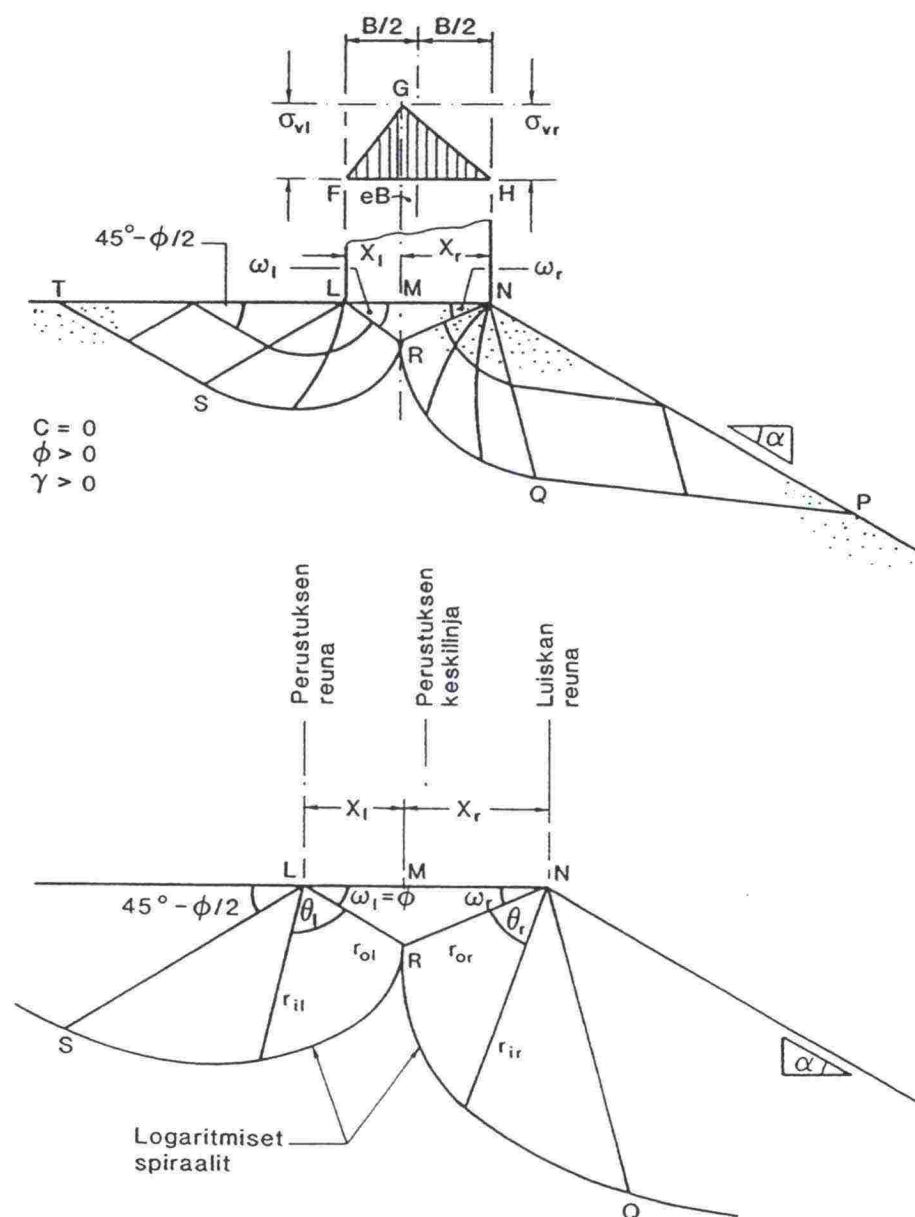
α	φ	$c/\gamma B$	$q/\gamma B$		
			Kusakaben yläraja- ratkaisu	Bishopin menetelmä	Kusakaben alaraja- ratkaisu
0	0°	25,0	102,0	103,0 (1,01)	89,58
		5,0	20,2	20,5 (1,01)	17,82
		1,0	3,84	3,95 (1,03)	3,61
		0,5	1,78	1,42 (0,80)	1,68
	30°	25,0	395,0	439,0 (1,11)	159,2
		5,0	81,0	88,0 (1,09)	32,11
		1,0	18,3	17,1 (0,93)	6,86
		0,5	10,3	11,3 (1,10)	3,84
0,4	30°	1,0	20,7	20,4 (0,99)	8,72
0,8			23,2	27,9 (1,16)	8,85
1,0			24,4	28,3 (1,16)	9,20
2,0			30,0	32,0 (1,05)	12,12

Koska Kusakaben menetelmän tulokset vastaavat hyvin Bishopin menetelmällä saatuja arvoja, voi menetelmä tästä päätellen olla hyvinkin käyttökelpoinen juuri koheesiomaiden kantokyvyn laskennassa. Lisäksi menetelmä on riittävän tarkka käytännön laskelmia varten. Kitkamaiden kantokyvyn laskentaan esitetty teoria ei sovellu.

2.4.5 Grahamin menetelmä /9/

Grahamin menetelmä soveltuu koheesiottomien maalajien luiskan varaisten perustusten kantokyvyn laskentaan. Teoriassaan Graham on kiinnittänyt erityistä huomiota jännitystilaan välittömästi perustuksen alla. Ratkaisussa on käytetty differentiaaliyhtälöratkaisua, jonka raja-arvot noudattavat Mohr-Coulombin myötöehtoja.

Ratkaisun pohjana on murtokuvio (kuva 2.24), jossa murtovyöhykkeiden oletetaan jakautuvan epäsymmetrisesti perustuksen molemmiin puolin.

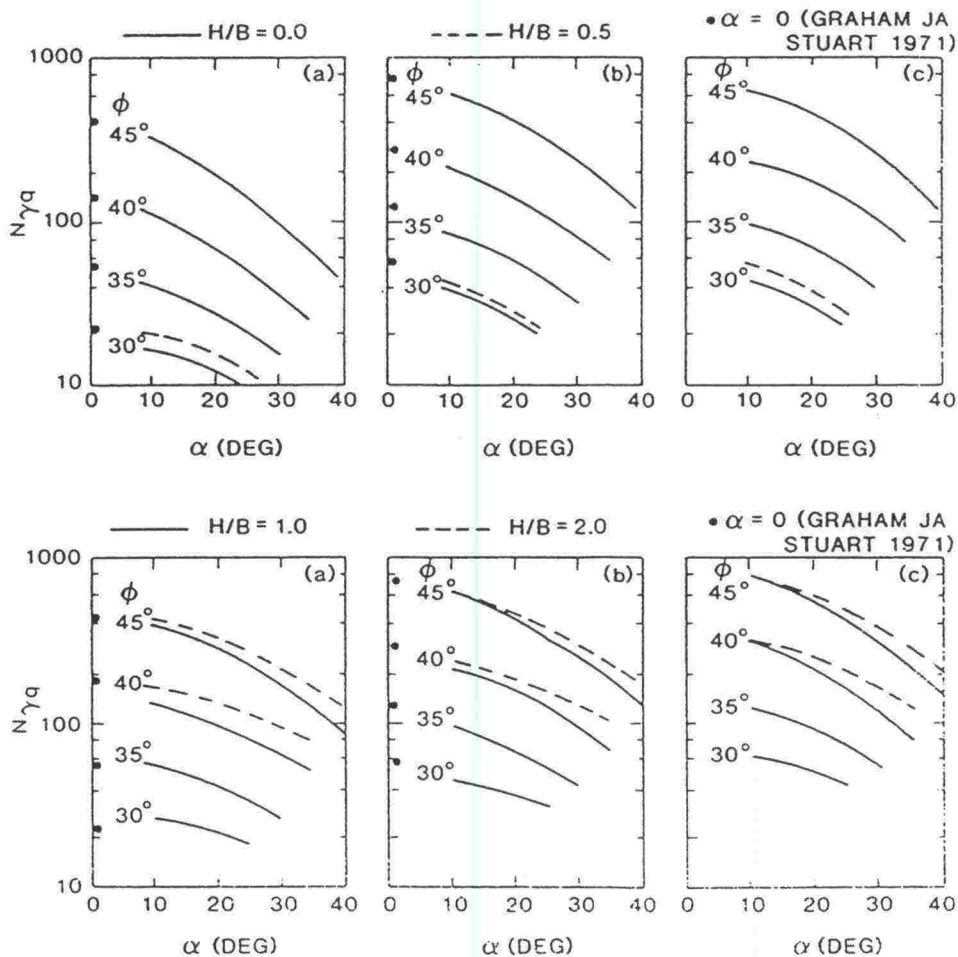


Kuva 2.24

Murtokuvion periaatekuva ja kuvion geometria
Grahamin mukaan.

Maakiila perustuksen alla on myös epäsymmetrinen (epäsymmetrisellä kuormalla), ja kiilan ja perustustason välinen kulma tasaisen maan puolella on maan kitkakulman suuruinen. Murtotilanteessa perustuksen oletetaan painuvan kohtisuoraan alaspäin kiertymättä lainkaan keskilinjansa suhteen. Lisäksi maamallin oletetaan olevan jäykkä-ideaaliplastinen, jolloin voidaan olettaa, että painumat ennen murtoa ovat niin pienet, että niitä ei tarvitse ottaa huomioon.

Laskelmien tuloksina on saatu kantavuuskertoimen $N_{\gamma q}$ arvot luiskan kaltevuuden, maan kitkakulman sekä suhteellisen perustamissyvyyden funktiona. Kantavuuskertoimien diagrammit on esitetty kuvassa 2.25. Diagrammin arvo H tarkoittaa perustuksen etäisyyttä luiskan reunalta.



Kuva 2.25

Kantavuuskertoimet $N_{\gamma q}$ Grahamin mukaan
(a) $D/B = 0$, (b) $D/B = 0,5$, (c) $D/B = 1,0$ ($H/B = 0$,
 $0,5$ ja $H/B = 1,0, 2,0$).

Koheesiottoman maaperän kantavuus voidaan laskea kaavasta 36:

$$q_u = 0,5 B \gamma N_{\gamma q} \quad (36)$$

missä

$N_{\gamma q}$ = kuvasta 2.25 saatava kantavuuskertoimen arvo

Grahamin teorian mukaan laskettuja kantokyvyn arvoja on verrattu Brinch-Hansenin ja tielaitoksen laskentamenetelmillä saatuihin arvoihin taulukossa 2.3. Kantokykyarvojen perässä suluissa oleva luku kertoo Grahamin menetelmän ja kyseisen laskentamenetelmän tulosten suhteen.

Taulukko 2.3

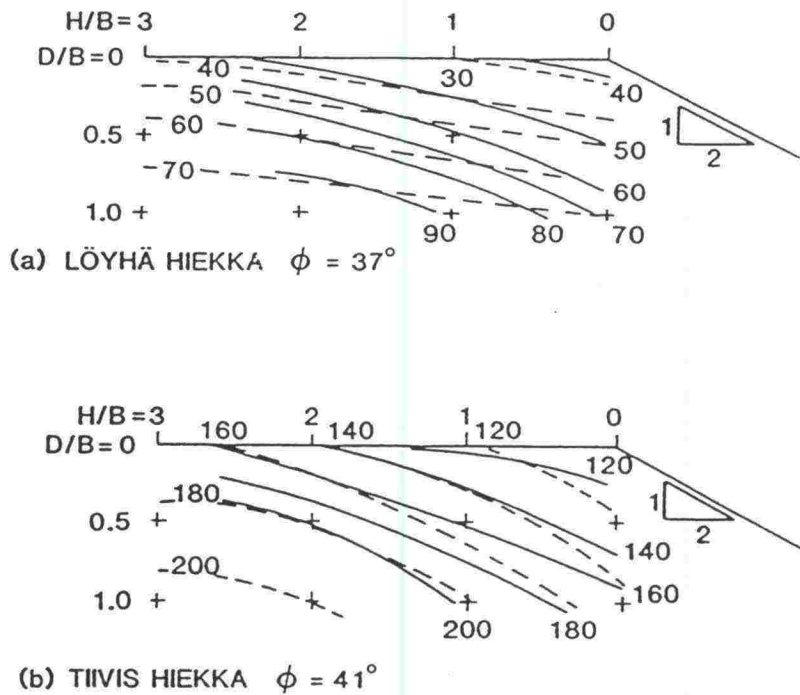
Grahamin laskentamenetelmän vertailu eräisiin teorioihin 0,15 m leveällä perustuksella.

γ kN/m ³	φ (°)	β (°)	H/B	D/B	Graham kN/m ²	Brinch- Hansen kN/m ²	tielaitos kN/m ²
20,5	40	15	0	0	146	60 (2,43)	79 (1,85)
		22,5			92	38 (2,42)	51 (1,80)
		30			54	22 (2,45)	30 (1,80)

Taulukon perusteella on selvästi havaittavissa, että Grahamin teorian mukaiset kantokyvyn arvot poikkeavat huomattavasti verrattuna yleisesti käytettyjen laskentamenetelmien arvoihin. Tämän voidaan olettaa johtuvan teorian tarkemmista lähtöolettamuksista Prandtin liukupintateoriaan verrattuna.

Teoreettisia laskelmia on vertailtu aiemmin Kanadassa tehtyihin kokeisiin (kpl 3.4, Shields). Vertailun mukaan teoreettiset laskelmat pätevät hyvin. Kuvassa 2.26 on esitetty vertailu Grahamin teorian mukaisten arvojen ja Shieldsin esittämien koetulosten välillä.

Grahamin teoria soveltuu siis koheesiottomien maiden kantokyvyn laskentaan ja laskelmissa voidaan käyttää korkeintaan kitkakulman arvoja 45°. Menetelmällä voidaan perustamissyvyys ottaa huomioon kolmella eri D/B:n suhteella, jonka johdosta Grahamin menetelmä soveltuu lähes kaikkien luiskien matalaperustusten kantokyvyn laskentaan. Lisäksi menetelmä on suhteellisen helppo käyttää selkeiden nomogrammien ansiosta. Koska teoria on varmistettu myös kuormituskokein, on laskentamenetelmä sopiva laajempaan-kin käyttöön.



Kuva 2.26

Grahamin teorian ja Shieldsin koetulosten vertailu.

2.5 Eri maiden normit ja ohjeet

2.5.1 Tielaitoksen suosittelen menetelmä

Tielaitoksen antamissa ohjeissa /38/ otetaan luiskun kaltevuus huomioon vähentämällä kantavuuskaavalla saatua tasaisen maan arvoa kertoimella g . Tasaisen maan kantavuus lasketaan kaavasta 37.

$$\sigma_{of} = \gamma_1' D N_D S_D i_D + \gamma_2' B_t N_B S_B i_B \quad (37)$$

missä

- σ_{of} = maapohjan kantokyky
- γ_1' = maan tehokas tilavuuspaino perustamistason yläpuolella
- γ_2' = maan tehokas tilavuuspaino perustamistason alapuolella
- D = perustamissyvyys
- B_t = perustuksen tehokas leveys murtosuunnassa
- N_D = $e^{\pi \tan \varphi_n} \tan^2(45^\circ + \varphi_n/2)$
- N_B = $(N_D - 1) \tan \varphi_n$
- φ_n = kitkakulman ominaisarvo

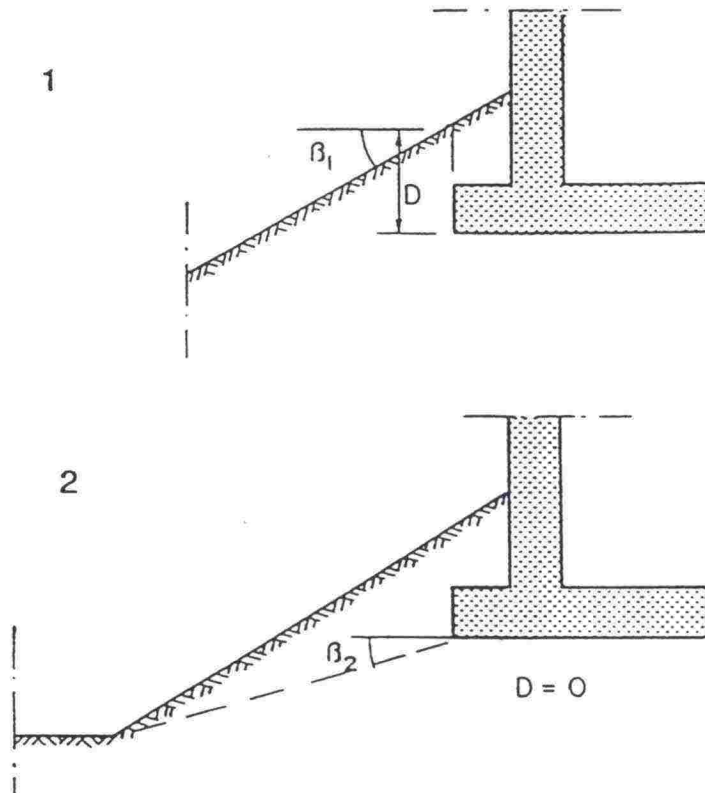
s_D, s_B = perustuksen muodosta riippuvat kertoimet
 i_D, i_B = kuormitusresultantin kaltevuudesta riippuvat kertoimet

Kantavuuskerroin N_D vastaa Brinch-Hansenin menetelmän kantavuuskerrointa N_q ja kerroin N_B on DIN-normin mukainen kantavuuskerroin.

Kaltevuuskerroin g lasketaan kaavasta 38:

$$g = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad (38)$$

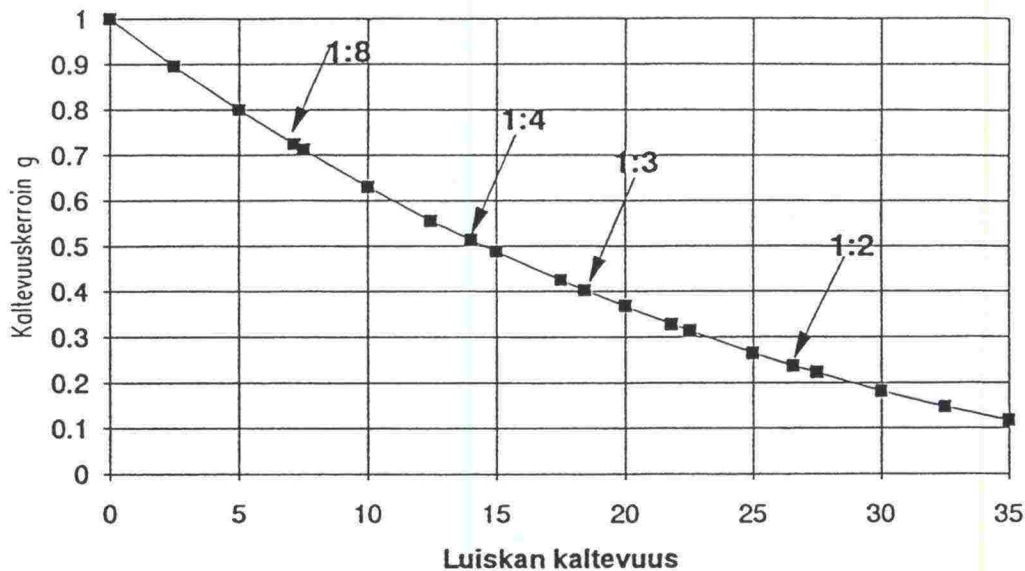
Kaltevuuskorjaus voidaan laskea tielaitoksen ohjeen mukaan kahdella vaihtoehdoisella tavalla *kuvan 2.27* mukaisesti. Mitoituskantokyvyn arvoksi valitaan suurempi saaduista kantokyvyn arvoista. Määrittystapa 1 tulee mitoittavaksi lähes aina kapeilla perustuksilla. Määrittystapa 2 on mitoittava ainoastaan leveillä perustuksilla, jotka sijaitsevat matalassa luiskassa.



Kuva 2.27

Luiskan kaltevuuskulman ja perustussyvyyden määrittäminen tielaitoksen ohjeen mukaan.

Tielaitoksen ohjeen mukaan laskettaessa vähenee tasaisen maan kantokyvyn arvo luiskan kaltevuuden kasvaessa *kuvan 2.28* mukaisesti. Kerroin g aiheuttaa esimerkiksi 15° :n maanpinnan kaltevuudella 52 %:n ja 30° :n kaltevuudella 82 %:n vähennyksen maapohjan kantokykyyn. Mikäli maaperässä ei esiinny koheesiota, on luiskan kaltevuuden aiheuttama kantokyvyn vähennys vastaava kuin Brinch-Hansenin esittämä.



Kuva 2.28

Kaltevuuskorjauksen aiheuttama kantokyvyn väheneminen tielaitoksen ohjeen mukaisesti laskettaessa.

2.5.2 Tukitelineohjeet

Tukitelineohjeiden /35, 36/ mukaan perustaminen luiskan varaan luokitellaan hyvin vaativaksi perustamistavaksi, kun luiskan kaltevuus on suurempi kuin 1:4, joka vastaa asteina noin 14°:een luiskan kaltevuuskulmaa. Hyvin vaativissa perustamistapauksissa vaaditaan geoteknisen asiantuntijan laatima tai hyväksymä pohjarakennussuunnitelma.

Perustettaessa tukitelineitä luiskan varaan on luiskan vakavuus tarkistettava ja tutkimuksin selvitettävä tarvittava perustamissyvyys vaadittavan kantokyvyn saavuttamiseksi. Lisäksi luiskan varaan perustettaessa voidaan yleensä käyttää vain keskitiiviin maalajin materiaaliarvoja /35/.

2.5.3 DIN-normit /7/

DIN 4017 -normin luonnosehdotuksen mukaan maanpinnan kaltevuus voidaan ottaa huomioon kantavuuskaavaan sisällytettävillä kaltevuuskertoimilla. Luiskan kaltevuuskertoimet määritetään kaavojen 39–41 mukaan:

$$\lambda_b = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad (39)$$

$$\lambda_d = (1 - \tan \beta)^{1,9} \quad (40)$$

$$\lambda_c = (N_{d0} e^{-0,0349 \beta \tan \varphi_d^{-1}}) / (N_{d0} - 1) \quad (41)$$

missä

N_{d0} = tielaitoksen ohjeen mukainen kantavuuskerroin N_D .

Mikäli $\varphi' = 0$, on $\lambda_c = 1$.

Kaltevuuskertoimien käytön edellytyksenä on, että luiskan kaltevuuskulma on pienempi kuin maan tehokas kitkakulma ($\beta < \varphi'$).

Maapohjan kantokyky lasketaan kaavalla 42.

$$\sigma_d = c_d N_c + \gamma_{1d} d N_d + \gamma_{2d} b' N_b \quad (42)$$

missä

σ_d = maapohjan laskennallinen kantokyky

N_c = $N_{c0} v_c K_c \lambda_c \zeta_c$

N_d = $N_{d0} v_d K_d \lambda_d \zeta_d$

N_b = $N_{b0} v_b K_b \lambda_b \zeta_b$

N_{d0}, N_{b0} = tielaitoksen ohjeen mukaiset tasaisen maan kantavuuskertoimet

N_{c0} = $(N_{d0} - 1) \cot \varphi_d$

b' = perustuksen tehokas leveys

v_i = perustuksen muotokertoimet

K_i = kuorman kaltevuuskertoimet

λ_i = luiskan kaltevuuskertoimet

ζ_i = perustuksen pohjan kaltevuuskertoimet

Perustuksen sijaitessa tietyllä etäisyydellä luiskan reunasta voidaan tehokasta perustamissyvyyttä lisätä kaavan 43 mukaisesti (kuva 2.29).

$$d' = d + 0,8 s \tan \beta \quad (43)$$

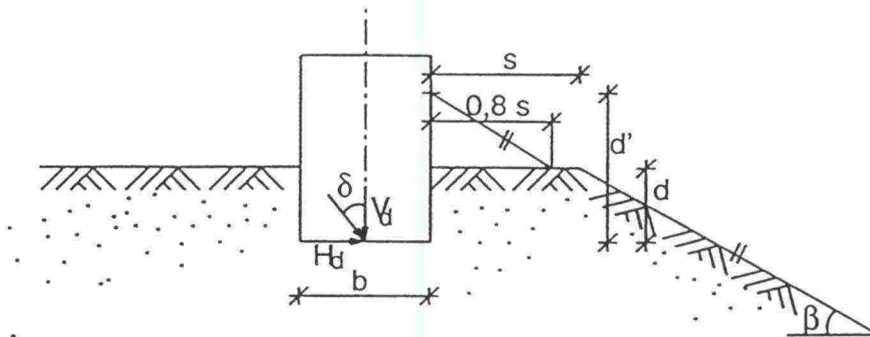
missä

d' = tehokas perustamissyvyys

d = perustamissyvyys perustuksen sijaitessa luiskan reunalla

s = perustuksen etäisyys luiskan reunasta

β = luiskan kaltevuuskulma



Kuva 2.29

Tehokkaan perustussyvyyden lisääminen etäisyyden kasvaessa luiskän reunalta DIN 4017 -normin luonnosehdotuksen mukaan.

2.5.4 Kanadan normit /5/

Maapohjan kantokyky tasaisella maalla lasketaan Kanadan normien mukaan Brinch-Hansenin kantavuuskertoimilla (kaavat 7, 8 ja 9) yleisen kantavuuskaavan mukaisesti.

Nauhamaiset perustukset luiskassa ja luiskän reunalla voidaan laskea myös muiden laskentamenetelmien avulla (Meyerhof 1957 /17/, Shields et al. 1977 /29/). Maapohjan kantokyvyn pieneneminen luiskän kaltevuuden kasvaessa voi olla vähäistä savimaalajeilla, mutta kasvaa hyvinkin merkittäväksi hiekka- ja soramaalajeilla.

2.5.5 Eurokoodi /6/

Eurokoodin luonnosehdotuksen mukaan perustuksien kokonaisstabiileetti täytyy tarkistaa, mikäli perustus sijaitsee lähellä luonnollista luiskaa tai pengertä tai mikäli perustus sijaitsee kaltevalla tontilla. Tällaisille perustuksille on osoitettava, että varmuus mahdollista stabiileettimurtoa vastaan on riittävä.

Rakennetuista luiskista ja niiden kantavuuden laskemisesta ei eurokoodissa ole mainintaa. Esitetyt kantavuuskaavat eivät myöskään sisällä luiskän kaltevuuskertoimia. Tasaisen maan kantavuuskertoimiksi eurokoodi esittää DIN 4017 -normin mukaisia kantavuuskertoimia.

2.6 Teorioiden vertailu

Luiskan varaisten perustusten kantokyky on mahdollista laskea usealla eri menetelmällä. Menetelmillä saadut kantokyvyn arvot vaihtelevat huomattavasti, suurimman ja pienimmän kantokyvyn ero voi olla jopa 2,5 -kertainen. Taulukossa 2.4 on esitetty yhteenveto teorioiden antamista tuloksista 0,15 m leveälle perustukselle. Maalajiarvoina on käytetty $\gamma = 19,3 \text{ kN/m}^3$ ja $\phi = 36^\circ$.

Taulukossa on esitetty kunkin kuormitustapauksen suurin arvo **lihavoituna** ja pienin **kursiivilla**. Maan pinnalla sijaitsevan perustuksen kantokyvyn arvoksi antaa Grahamin menetelmä suurimmat ja Brinch-Hansenin menetelmä pienimmät arvot. Upotetuilla perustuksilla on kantokyvyn arvo suurin laskettaessa Saranin menetelmällä ja pienin tielaitoksen ohjeen mukaisesti laskettaessa. Suurimpien ja pienimpien arvojen välillä on huomattava ero, joten laskentamenetelmän valintaan on kiinnitettävä erityistä huomiota.

Taulukko 2.4

Kantokyvyn arvot 0,15 m leveälle perustukselle esitettyjen teorioiden mukaisesti.

β (°)	D (m)	Kantokyky, kN/m ²								
		Meyer-hof	Hansen	Vesic	Bishop	Saran	Mizuno	Graham	Tiel	DIN
0	0	90	58	82	–	129	61	94	77	77
15		47	28	44	53	55	39	58	38	38
22,5		29	18	28	33	36	25	46	24	24
30		15	11	15	18	22	14	25	14	14
0	0,15	242	188	212	–	266	–	174	187	187
15		168	92	114	99	226	–	138	91	98
22,5		124	59	73	84	158	–	119	58	64
30		82	34	38	49	114		65	34	36

Laskentamenetelmän valinnassa on otettava huomioon myös teorian soveltuvuus kyseiselle kuormitustapaukselle. Perustamissyvyyttä ei esimerkiksi voida ottaa huomioon lainkaan Mizunon ja Kusakaben menetelmillä. Perustuksen etäisyys luiskan reunalta voidaan ottaa huomioon Saranin, Kusakaben ja Grahamin menetelmillä sekä DIN 4017 -normin mukaan laskettaessa. Mikään esitetyistä teorioista ei ota huomioon läheisten perustusten vaikutusta.

Maalajeilla, joilla on suuri kitkakulman arvo, ei kantokykyä pystytä laskemaan Kusakaben ja Saranin menetelmillä. Kusakaben menetelmä soveltuukin lähinnä vain koheesiomaiden kantokyvyn laskentaan. Grahamin menetelmällä laskettaessa ei myöskään voi käyttää 45° suurempia kitkakulman arvoja.

Yleensä teorioilla pystytään laskemaan ainoastaan keskeisesti ja pystysuoraan kuormitettuja perustuksia. Ainoastaan Brinch-Hansenin menetelmällä pystytään ottamaan huomioon sekä luiskan, perustuksen että kuorman kaltevuus. Kaikkien tekijöiden yhteisvaikutus on kuitenkin niin suuri, että laskennallisen kantokyvyn arvo jää olemattomaksi eikä käytännössä tällaisia perustuksia ole mahdollista toteuttaa.

Maapohjan kantavuuden määrittämiseen kuuluu olennaisena osana painumatarkastelut. Kuitenkaan missään esitetyistä teorioista ei ole otettu kantaa painumien suuruuteen tai määrittämiseen. Luiskan varaisen perustuksen jännitystila ei välttämättä vastaa tasaisen maan tilannetta, joten perinteiset jännitysjakautumayhtälöt eivät päde luiskatulla maalla. Tämän vuoksi perinteisiin painumalaskelmiin on syytä suhtautua kriittisesti.

Esitetyt teoriat pohjautuvat pitkälti jäykkään ideaaliplastiseen maamalliin, joka ei ota huomioon lainkaan maapohjan muodonmuutoksia ennen murtoa. Täten teoreettiset ratkaisut ovat varmalla puolella ja usein reilusti ylivoimaisia. Tarkempaa mallintamista varten tulisi käyttää esimerkiksi elementtimenetelmään pohjautuvia ohjelmia, joilla pystytään ottamaan huomioon maan kimmotilan aikaiset muodonmuutokset.

3 KALTEVALLA MAANPINNALLA AIEMMIN TEHDYT KOKEELLISET TUTKIMUKSET

3.1 Yleistä

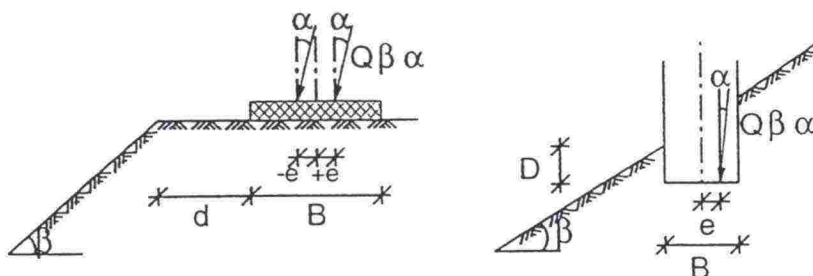
Viimeisen kahdenkymmenen vuoden aikana on tehty useita koesarjoja kaltevalla maanpinnalla. Täysimittakaavaisia kokeita on tehty kuitenkin vähän ja niistäkään kaikkia ei ole raportoitu kansainvälisessä kirjallisuudessa. Valtaosa tutkimuksista on tehty joko Japanissa tai Kanadassa. Nämä tutkimukset ovat yleensä liittyneet uuden laskentamenetelmän kokeellisiin varmistuksiin.

Koesarjoja on tehty luiskassa, luiskan reunalla, tietyllä etäisyydellä luiskan reunasta ja erilaisin perustustyypein. Kuitenkin hyvin harva koesarja kattaa kaikki variointivaihtoehdot, jonka vuoksi yhdenmukaisten johtopäätösten teko niiden perusteella on vaikeaa.

Seuraavissa kappaleissa esitellään koesarjojen koejärjestelyjä, maalajitietoja, koetuloksia sekä tulosten vertailua laskennallisiin arvoihin.

3.2 Gdanskin teknillisessä korkeakoulussa tehdyt tutkimukset /42/

Puolassa tehtiin professori Bohdan Zadrogan johdolla laaja koesarja, jossa tutkittiin luiskatun maan kantokykyä tasaiseen maahan verrattuna sekä liukupinnan muotoa ja suuruutta. Tutkimus käsitti 347 koetta lankamallilla ja 165 koetta kitkamaalla. Muuttujina kokeissa käytettiin luiskan kaltevuutta, kuormituksen kaltevuutta ja epäkeskisyyttä, perustuksen suhteellista etäisyyttä luiskan reunalta sekä suhteellista perustamissyvyyttä. Kokeiden muuttujat on esitetty kuvassa 3.1.

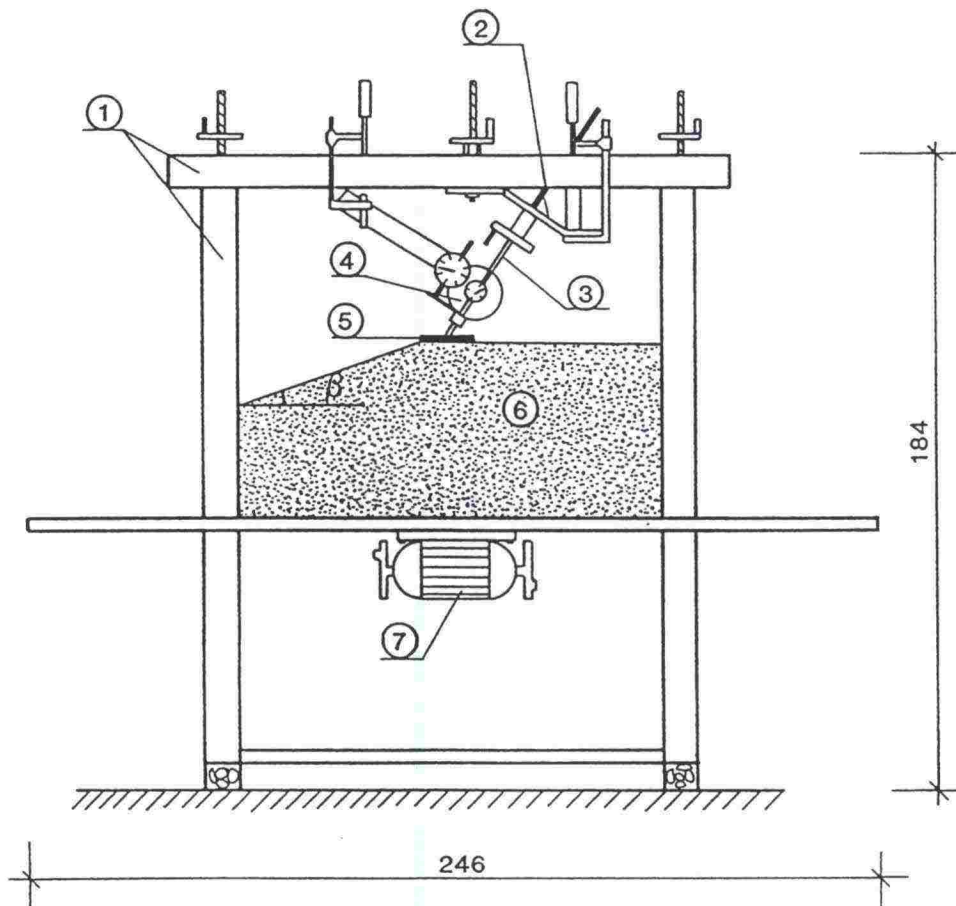


Kuva 3.1

Puolassa tehtyjen kokeiden muuttujat.

Lankamallikokeet

Laajempi koesarja tehtiin kahdella erilaisella lankamallilla, joista toinen muodostui sileistä ja toinen karkeapintaisista alumiinilangoista. Alumiinilankojen pituus oli 40 mm ja halkaisijat 2 ja 3 mm. Molemmen kokoisia lankoja käytettiin 50 % kumpaankin malliin. Mallien materiaaliarvot olivat $\varphi_1 = 26^\circ$ ja $\gamma_1 = 2,1 \text{ t/m}^3$ sekä $\varphi_2 = 43^\circ$ ja $\gamma_2 = 1,54 \text{ t/m}^3$. Kokeet tehtiin pienoismallikokein kuvan 3.2 mukaisin koejärjestelyin.



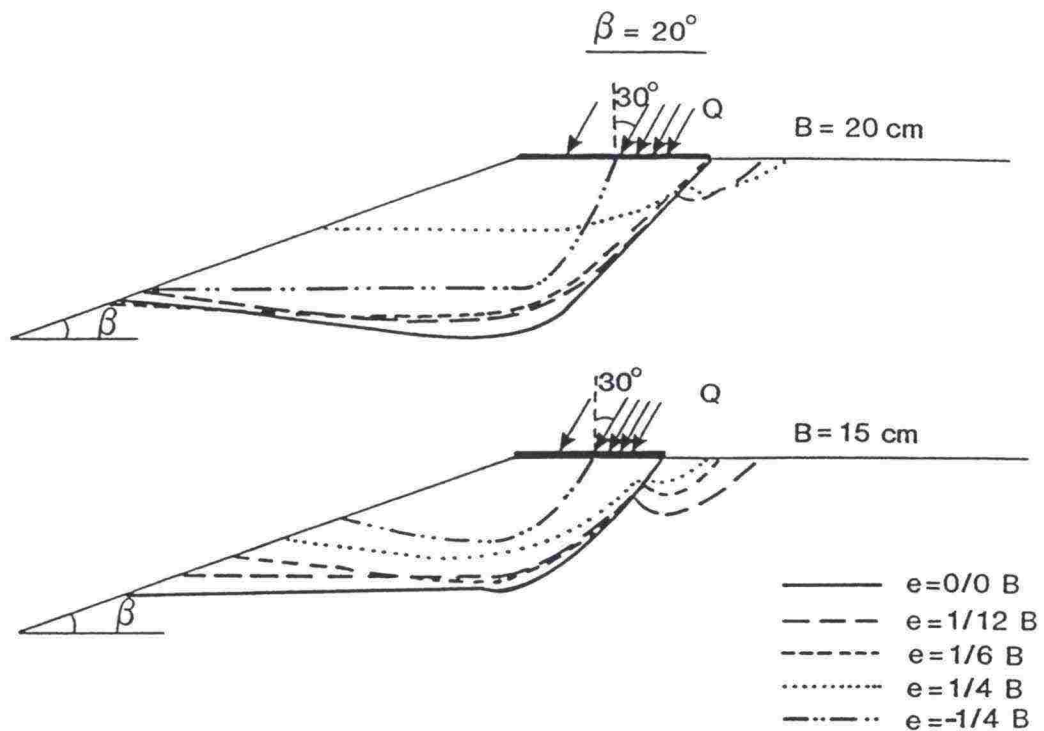
Kuva 3.2

Lankamallikokeiden järjestelyt. 1= kehä, 2= tukilevy, 3= kuormitusruuvi, 4= mittausrengas, 5= pienoismalliperustus, 6= lankamalli, 7= tiivistin.

Pienoismallin sivuseinä oli tehty lasista, joka mahdollisti valokuvaamisen kuormituksen aikana. Lankamallikokeiden pääasiallisena tarkoituksena oli tutkia liukupinnan muotoa ja luiskan vaikutusta siihen. Lankamallikokeista saatuja liukupintamuotoja on esitetty kuvissa 3.3–3.4

Lankamallikokeiden perusteella voitiin tehdä seuraavat päätelmät:

- Luiskan kaltevuuden kasvaessa jännityskuvio perustuksen alla muuttuu siten, että luiskan yläpuolinen kuvio pienenee huomattavasti.



Kuva 3.3

Liukupintojen muodot kuorman kaltevuuden ja epä-keskisyyden sekä perustuksen leveyden funktiona.

- Perustuksen suhteellisen etäisyyden luiskan reunalta kasvaessa muuttuu jännityskuvion muoto epäsymmetrisestä symmetriseksi. Suhteellisella etäisyydellä $d/B > 2,0$ luiskan vaikutus häviää kokonaan.
- Karheapintaisilla alumiinilangoilla tehdyissä kokeissa liukupinnan muoto oli samanlainen kuin sileillä langoilla, ainoastaan liukupinnan koko oli suurempi.
- Liukupinnan syvyys on riippuvainen perustussyvyydestä. Maanpinnan ollessa kalteva saattaa murtokuvio yltää luiskan juureen asti.

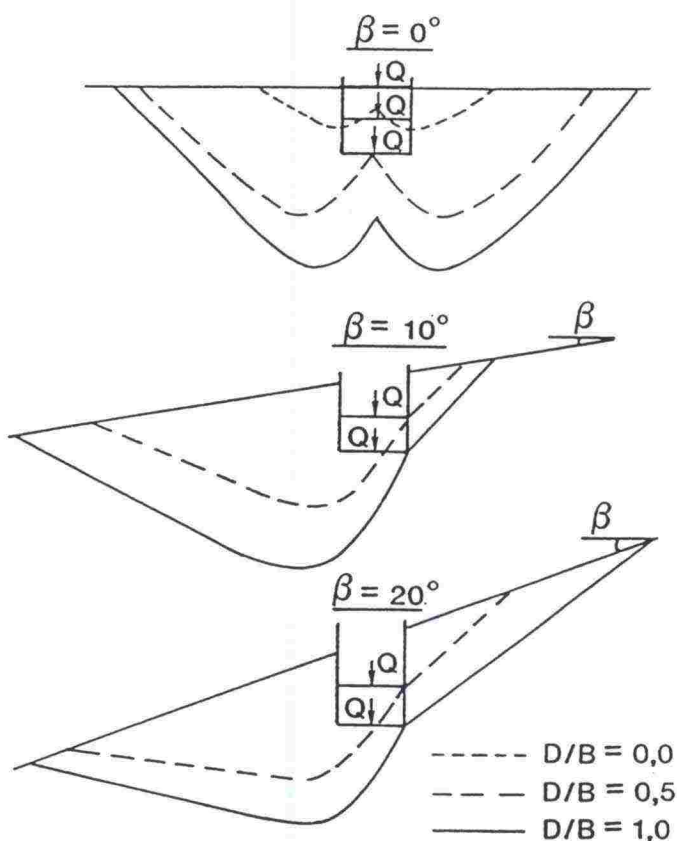
Kitkamaalajikokeet

Koesarjan järjestelyt on esitetty kuvassa 3.5. Kuormitukset tehtiin 0,20 m, 0,15 m ja 0,10 m leveillä perustuksilla, joiden jokaisen pituus oli 0,5 m. Maalajina kokeissa käytettiin ilmakeivää hienorakeista hiekkaa, jonka materiaaliarvot on esitetty taulukossa 3.1.

Taulukko 3.1

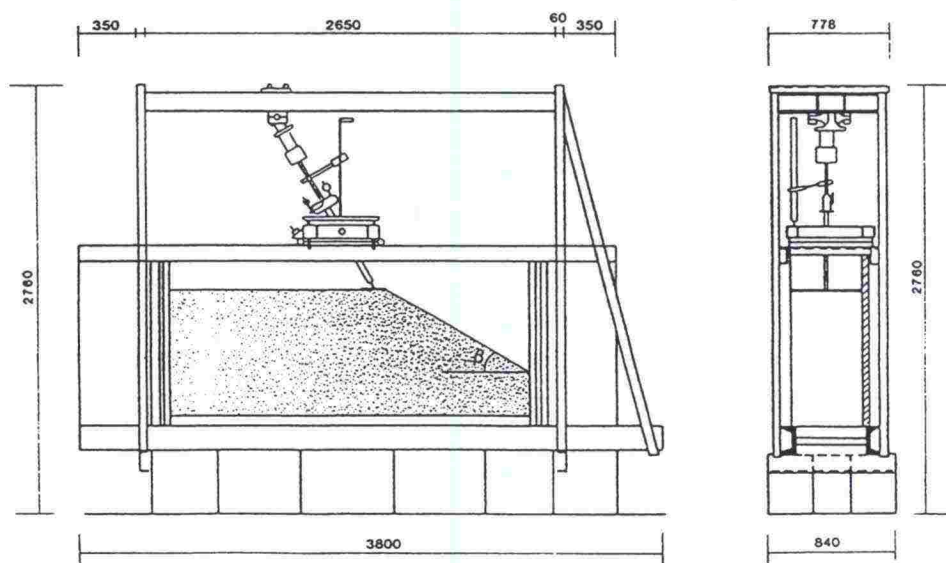
Puolan kitkamaalajikokeiden materiaaliarvot.

Kitkakulma	$\varphi=31,3^\circ$
Tilavuuspaino	$\gamma=16,0 \text{ kN/m}^3$
Raekokosuhde	$W_r=1,3$
Huokosluku	$S_z=0,426$



Kuva 3.4

Liukupintojen muodot luiskan kaltevuuden ja suhteellisen perustamissyvyyden funktiona keskeisellä pystykuormalla.



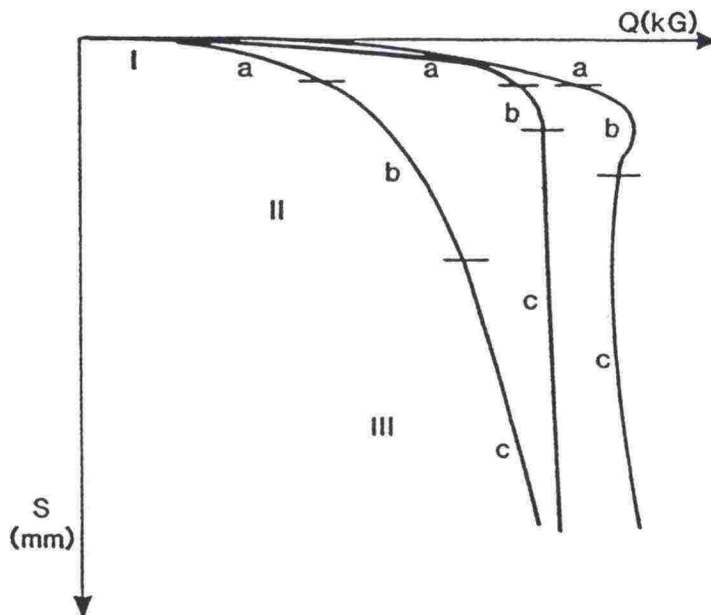
Kuva 3.5

Kitkamaalajikokeiden koejärjestelyt.

Perustuksia kuormitettiin tasaisella nopeudella ja kuorman suuruus kirjattiin ylös jokaisen 1 mm painumalisäyksen jälkeen. Kuormituksen aikana tarkkailtiin maapohjan muodonmuutoksia ja tarvittaessa valokuvattiin.

Kokeiden kuormitus-painuma-kuvaajat rekisteröitiin ja niiden perusteella voitiin kuvaajille määrittää tyypilliset osat (kuva 3.6):

- a) Suoraviivainen osuus pienillä jännityksillä. Maan oletetaan olevan kimmo-tilassa.
- b) Käyrä osuus, jolloin painumat kasvavat kuormitusta enemmän. Maa on osittain plastisessa tilassa.
- c) Suora osuus, jolloin painumat kasvavat pienillä kuorman lisäyksillä. Maapohja on kokonaan plastisoitunut.



Kuva 3.6

Kitkamaalajikokeiden tyypilliset painuma-kuormitus -kuvaajat.

Kuormituskokeiden tulokset keskeisen ja pystysuoran kuorman osalta on esitetty taulukossa 3.2. Taulukkoon on koottu myös eräiden teorioiden antamat tulokset ja laskettu vertailuarvot (v) teorian ja kuormitustuloksen suhteelle. Puolan kokeiden tulokset kaikille kuormitustapauksille (myös epäkeskeinen ja kalteva kuorma) on esitetty liitteessä 1.

Taulukon 3.2 perusteella on selvästi havaittavissa, että esimerkiksi Brinch-Hansenin menetelmä aliarvioi huomattavasti perustuksen kantokykyä. Lisäksi suurilla kaltevuuksilla sisäiset varmuudet ovat suurempia kuin loivilla kaltevuuksilla, mistä voidaan päätellä, että esitetyt teoriat yliarvioivat luiskankaltevuuden kasvun merkitystä perustusten kantokykyyn.

Taulukko 3.2

*Puolalaisten kitkamaalajikokeiden kuormitus-
tulokset keskeisellä pystykuormalla.*

d/b	Teoria Kerroin v	e=0,0 B							
		$\beta=0^\circ$		$\beta=10^\circ$		$\beta=20^\circ$		$\beta=30^\circ$	
		B=10	B=20	10	20	10	20	10	20
0,0	Koetulos	292	999	220	825	170	550	131	475
	Brinch- Hansen	132 2,21	528 1,89	84 2,62	336 2,46	48,6 3,50	194 2,83	24,2 6,24	97 4,90
	Kowalew	122,5 2,38	490 2,03	82,5 2,67	330 2,50	49,5 3,44	198 2,78	26,8 5,64	107 4,44
	Meyerhof	56 5,21	224 4,46	36 6,12	144 5,72	22,5 7,56	90 6,12	10 15,1	40 11,9
	Tran-Vo Nhiem	108 2,70	432 2,31	58 3,80	231 3,57	34 5,00	136 4,04	14,4 10,5	57,6 8,24
	Varga	132 2,21	528 1,89	90,5 2,43	363 2,27	49,5 3,44	198 2,78	8,3 18,2	33,2 14,3
2,0	Koetulos			292	1035	271	936	192	963
	Meyerhof			56 5,21	224 4,62	56 4,84	224 4,18	56 3,43	224 4,30
	Tran-Vo Nhiem			102 2,86	407 2,54	96,3 2,81	385 2,49	93 2,07	372 2,58

Koetulosten perusteella voitiin tehdä seuraavia päätelmiä:

- Maa ei luiskassa käyttäydy jäykän ideaaliplastisen maamallin mukaan vaan maapohjassa esiintyy plastisoituneita vyöhykkeitä ennen murtoa.
- Luiskan ja kuormituksen kaltevuuden kasvaessa vähenee kantokyky.
- Suurin kantokyky tietyllä luiskan kaltevuudella saadaan epäkeskisellä kuormalla, joka sijaitsee ns. optimipisteessä. Tämä optimipiste sijaitsee perustuksen keskipisteestä luiskaan päin.
- Perustuksen etäisyyden luiskan reunalta kasvaessa kasvaa myös kantokyky. Etäisyydellä $d/B > 2,0$ luiskan vaikutus on olematon.
- Kokeista saadut kantokyvyn arvot ovat tavanomaisissa tapauksissa keskimäärin kaksi kertaa suurempia kuin laskennalliset arvot. Mikäli kokeessa on useampi muuttuja, kuten kuorman ja luiskan kaltevuus, ovat laskennalliset arvot suhteellisesti vielä pienempiä.

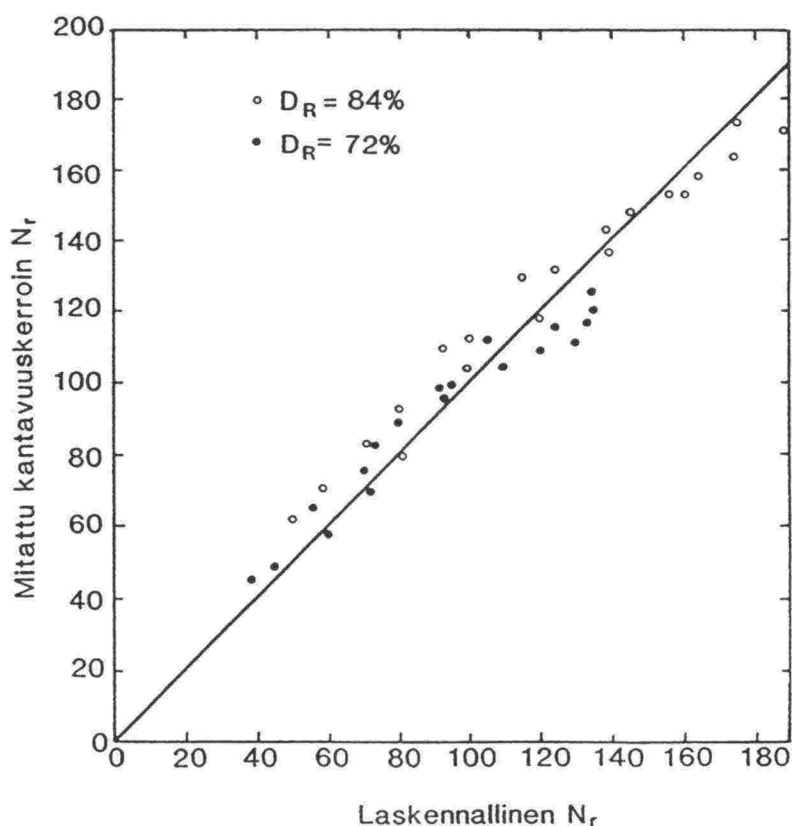
Sekä lankamalli- että kitkamaalajikokeiden perusteella voidaan huomata, että nykyiset jäykkään ideaaliplastiseen maamalliin perustuvat laskentamenetelmät aliarvioivat maan kantokykyä. Uudet kehitettävät laskentamenetelmät voisivat pohjautua esim. elasto-plastiseen maamalliin, jolla maan käyttäytymistä voidaan kuvata todenmukaisemmin. Elasto-plastisella maamallilla voidaan ottaa huomioon maapohjan muodonmuutokset jo ennen murtokuormaa.

3.3 Saran, Sud ja Handa /28/

Kappaleessa 2.4.1 esitetyt laskentamenetelmät varmistettiin pienoismallikokein. Testit tehtiin metallilaatikossa, joka oli 3,0 m pitkä, 0,6 m leveä ja 0,9 m korkea. Materiaalina käytettiin kuivaa hiekkaa ($D_{10} = 0,15$ mm, $c_u = 1,73$) kahdessa tiivysasteessa 84 % ja 72 %. Tiivysasteita vastaavat kitkakulmat olivat 39° ja $37,5^\circ$.

Perustuksena kokeissa käytettiin 12 cm leveää ja 60 cm pitkää perustusta ja kokeet tehtiin kolmella luiskan kaltevuudella 30° , $26,56^\circ$ ja 20° seitsemällä eri etäisyydellä luiskan reunasta.

Jokaisen kokeen kuormitus-painumakuvaajat rekisteröitiin ja murtokuorma laskettiin kuvaajista tangenttimenetelmää käyttäen. Koetulokset ja laskennalliset arvot on esitetty kuvassa 3.7 vertailemalla kantavuuskertoimen N_r arvoja. Koetulokset noudattivat laskennallisia arvoja hyvin.



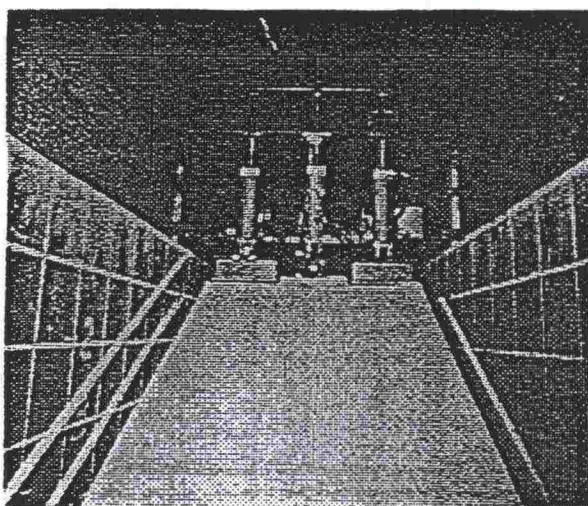
Kuva 3.7

Saranin laskennallisen ja kokeellisesti mitatun kantavuuskertoimen N_r vertailu.

Laskelmissa käytetyt kitkakulman arvot määritettiin koejännityksiä vastaavilla arvoilla sekä kolmiakσιαalikokein että tasojännitystilaa vastaavasti. Suuruusluokaltaan määrittystapojen väliset erot olivat pienet ja ne on otettu huomioon laskelmissa.

3.4 Shields /29, 2/

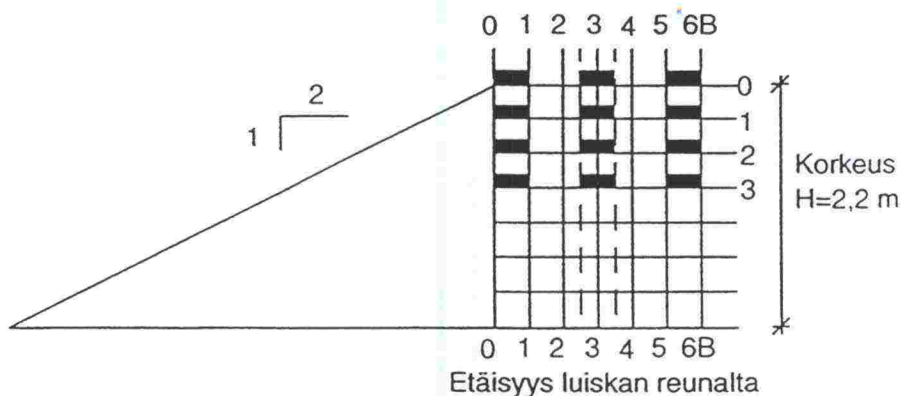
Ottawan yliopiston rakennustekniikan osastolla tehtiin vuonna 1977 koesarja luiskan varaisten perustusten kantokyvystä. Kokeet tehtiin testilaatikossa, jonka pituus oli 15 m, leveys 2 m ja korkeus 2,2 m ja materiaalina käytettiin ilmakeivästä kvartsipitoista hiekkaa. Kuormitettava perustus oli 0,3 m leveä teräspalkki, joka testilaatikon reunavaikutusten estämiseksi oli jaettu kolmeen osaan siten, että lukemat luettiin ainoastaan keskimmäisestä osasta. Koejärjestelyt on esitetty kuvassa 3.8.



Kuva 3.8

Koejärjestelyt kanadalaisissa kokeissa.

Kokeissa tutkittiin perustuksia tietyllä perustamissyvyydellä ja etäisyydellä luiskan reunasta. Perustuksen sijoittelupaikat on esitetty kuvassa 3.9.

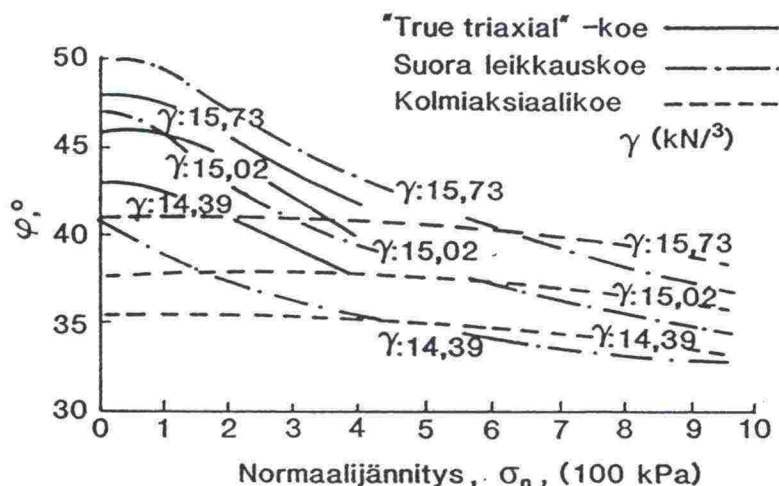


Kuva 3.9

Koeperustusten sijoittelu kanadalaisissa kokeissa.

Koesarjan yhteydessä testattiin kitkakulman määrittäytapojen merkitystä teoreettisiin tuloksiin. Kitkakulman arvot on määritetty kolmiaksisiaalikojeella, suoralla leikkauskokeella sekä ns. "true triaxial" -kokeella, joka vastaa

kolmiakσιαalikoe, jossa yhden suunnan muodonmuutokset ovat vapaita. Kolmiakσιαalikokeen arvoa on käytetty myös korotettuna arvona (+10%), joka perustuu Meyerhofin ehdotukseen /3/, jonka mukaan korotuksella voidaan ottaa huomioon tasojännitystilän suuremmat materiaaliarvot. Koejärjestelyjen oletettiin vastaavan tasojännitystilaa. Kitkakulman arvot eri määritystavoin normaali-jännityksen funktiona on esitetty kuvassa 3.10.



Kuva 3.10

Hiekan kitkakulman arvot suoralla leikkauskokeella, kolmiakσιαalikokeella sekä "true triaxial" -kolmiakσιαalikokeella määritettynä normaali-jännityksen funktiona.

Kuvasta 3.10 voidaan havaita, että pienillä normaali-jännityksen arvoilla on kolmiakσιαalikokeen antamat kitkakulman arvot muita pienempiä. Normaali-jännityksen kasvaessa pienenevät eri tavoilla määritettyjen kitkakulmien erot. Tästä voidaan päätellä, että kantokyvyn ollessa suuri (yli 400 kPa), ei kitkakulman määrittämisellä ole suurta merkitystä. Sitä vastoin perustustapauksilla, joiden kantokyky on pieni, on kitkakulman määrittäminen valittava huolella. Erityistä huomiota on kiinnitettävä perustustapauksen jännitystilaan, eli siihen, toteutuuko maapohjassa kolmiakσιαalinen jännitystila vai tasojännitystila.

Kokeet tehtiin kahdella hiekan tiivisyysasteella: $D_1 = 70 \%$ ja $D_2 = 80 \%$. Tiivisyysasteita vastaavat tilavuuspainon arvot olivat $\gamma_1 = 14,85 \text{ kN/m}^3$ ja $\gamma_2 = 15,75 \text{ kN/m}^3$. Tiivisyysasteet vastasivat Proctor-tiiviyksiä.

Sekä tiiviin että löyhän hiekan koekuormitusten tulokset on esitetty taulukoissa 3.3 ja 3.4 kantavuuskertoimen N_{ϕ} muodossa. Tuloksia on verrattu eräisiin teoreettisiin arvoihin sekä Giroudin teoreettisten arvojen suhdelukuihin eri kitkakulman arvoilla laskettuna. Vaikeutena Giroudin laskelmien tarkastelussa on se, ettei menetelmän laskentatapaa tunneta. Tuloksista voidaan kuitenkin

vertailla lähtötekijöiden merkitystä suhdelukujen arvoon. Kokeista saadut kantavuuskertoimen $N_{\gamma\beta}$ arvot on määritetty kaavasta (44):

$$q = 0,5 \gamma B N_{\gamma\beta} \quad (44)$$

Taulukko 3.3

Tiiviin hiekan kokeelliset ja teoreettiset kantavuuskertoimet sekä vertailuarvot Giroudin teoriaan eri kitkakulman arvoilla.

Suhteellinen sijainti		$N_{\gamma\beta}$				$N_{\gamma\beta} \text{ (Koe)}/N_{\gamma\beta} \text{ (Giroud)}$			
H (vaaka)	V (pysty)	Koe $\varphi=41^\circ$	Hansen $\varphi=41^\circ$	Vesic $\varphi=41^\circ$	Tiel $\varphi=41^\circ$	$\varphi=41^\circ$ kolmiaks.	$\varphi=45^\circ$ kolmiaks. +10 %	$\varphi=48^\circ$ true traxial	$\varphi=50^\circ$ leikk. koe
0	0	99	23	33	30	4,0	1,96	1,10	0,76
0	1	146	63	75	65	1,61	1,33	0,54	0,43
0	2	208	109	123	100	0,97	0,60	0,40	0,38
0	3	288	155	172	135	0,77	0,48	0,34	0,24
2,5	0	159				2,63	2,0	1,27	0,88
2,5	1	206				1,28	1,03	0,56	0,43
2,5	2	328				1,05	0,66	0,48	0,36
2,5	3	397				0,75	0,47	0,36	0,28
5	0	180				2,56	1,45	0,90	0,60
5	1	221				1,00	0,68	0,45	0,36
5	2	328				0,84	0,65	0,36	0,30

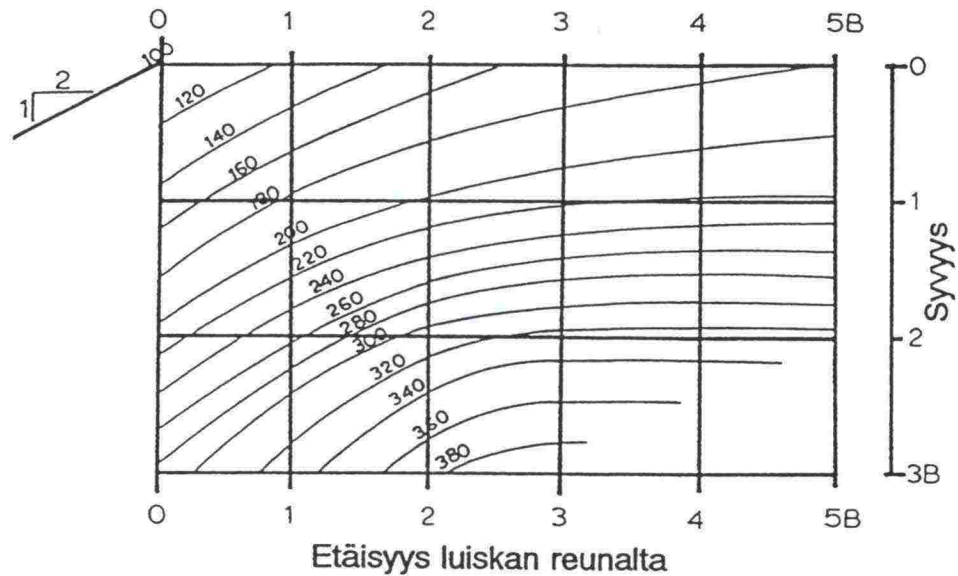
Taulukko 3.4

Löyhän hiekan kokeelliset ja teoreettiset kantavuuskertoimet sekä vertailuarvot Giroudin teoriaan eri kitkakulman arvoilla.

Suhteellinen sijainti		$N_{\gamma\beta}$				$N_{\gamma\beta} \text{ (Koe)}/N_{\gamma\beta} \text{ (Giroud)}$			
H (vaaka)	V (pysty)	Koe $\varphi=37^\circ$	Hansen $\varphi=37^\circ$	Vesic $\varphi=37^\circ$	Tiel $\varphi=37^\circ$	$\varphi=37^\circ$ kolmiaks.	$\varphi=41^\circ$ kolmiaks. +10 %	$\varphi=45^\circ$ true traxial	$\varphi=45^\circ$ leikk. koe
0	0	24	11	17	15	1,59	0,96	0,49	0,48
0	1	70	35	42	35	1,16	0,78	0,64	0,64
0	2	152	63	71	56	0,98	0,71	0,43	0,43
0	3	230	91	100	76	0,78	0,61	0,38	0,38
2,5	0	37				1,37	0,62	0,46	0,46
2,5	1	80				0,8	0,62	0,4	0,4
2,5	2	190				0,79	0,61	0,38	0,38
2,5	3	250				0,76	0,47	0,29	0,29
5	0	54				1,08	0,77	0,43	0,43
5	1	95				0,88	0,54	0,33	0,33
5	2	212				0,88	0,54	0,41	0,41
5	3	250				0,76	0,47	0,25	0,25

Taulukkojen 3.3 ja 3.4 perusteella koetulosten kantokyvyn arvot ovat huomattavasti aiemmin esitettyjen teorioiden kantokyvyn arvoja suurempia. Sitä vastoin Giroudin suhdelukujen arvot ovat yli yhden vain pintaan sijoitetulla perustuksella. Kitkakulman määrittämisellä on kuitenkin suuri merkitys tulosten arvoon.

Kantavuuskertoimien kokeelliset arvot löyhässä hiekassa on esitetty kuvassa 3.11.



Kuva 3.11

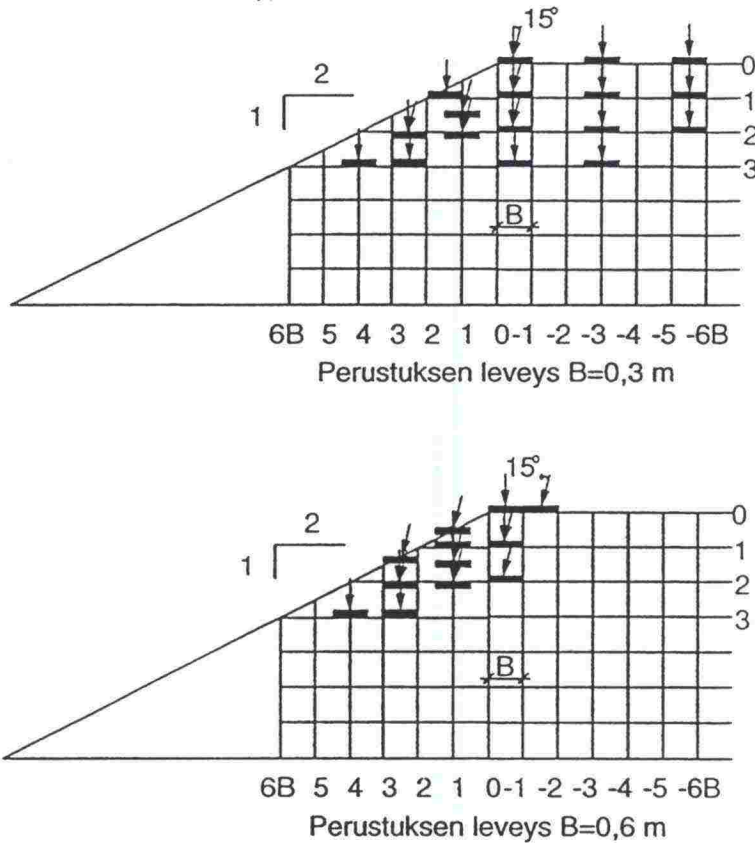
Kanadan kokeiden kuormitustulokset löyhässä hiekassa kantavuuskertoimen N_q avulla esitettynä.

Koetuloksia tarkasteltaessa voitiin huomata, että perustussyvyyden ollessa suurempi kuin perustuksen leveys B , kantokyky vastaa tietyllä etäisyydellä luiskan reunasta pinnalla olevan perustuksen kantokykyä.

Shieldsin kokeissa vertailuteoriaana käytetty Giroudin teoria yliarvioi huomattavasti perustuksen kantokykyä. Näihin teoreettisiin arvoihin verrattuna koetulosten arvot ovat pieniä. Vertailtaessa koetuloksia yleisesti käytettyjen laskentamenetelmien antamiin tuloksiin, ovat koetulokset samansuuntaiset kuin esimerkiksi Puolassa saadut tulokset /42/.

Myöhemmin tehtiin toinen koesarja 0,3 m ja 0,6 m leveillä perustuksilla. Koesarjan tarkoituksena oli tutkia lähinnä kuormituksen kaltevuuden vaikutusta kantokykyyn. Kokeet tehtiin hiekalla, joka oli tiivistetty Proctor -tiiviyteen 100 %. Tätä tiiviyttä vastaavat materiaaliarvot olivat $\phi = 45^\circ$ ja $\gamma = 15,8 \text{ kN/m}^3$. Kitkakulman arvo oli määritetty kolmiaksaalikokeella. Kokeissa käytetyt perustuksen sijoittelut olivat kuvan 3.12 mukaiset. Luiskan kaltevuudeksi valittiin Kanadan tienormien mukainen 1:2 kaikkiin kokeisiin.

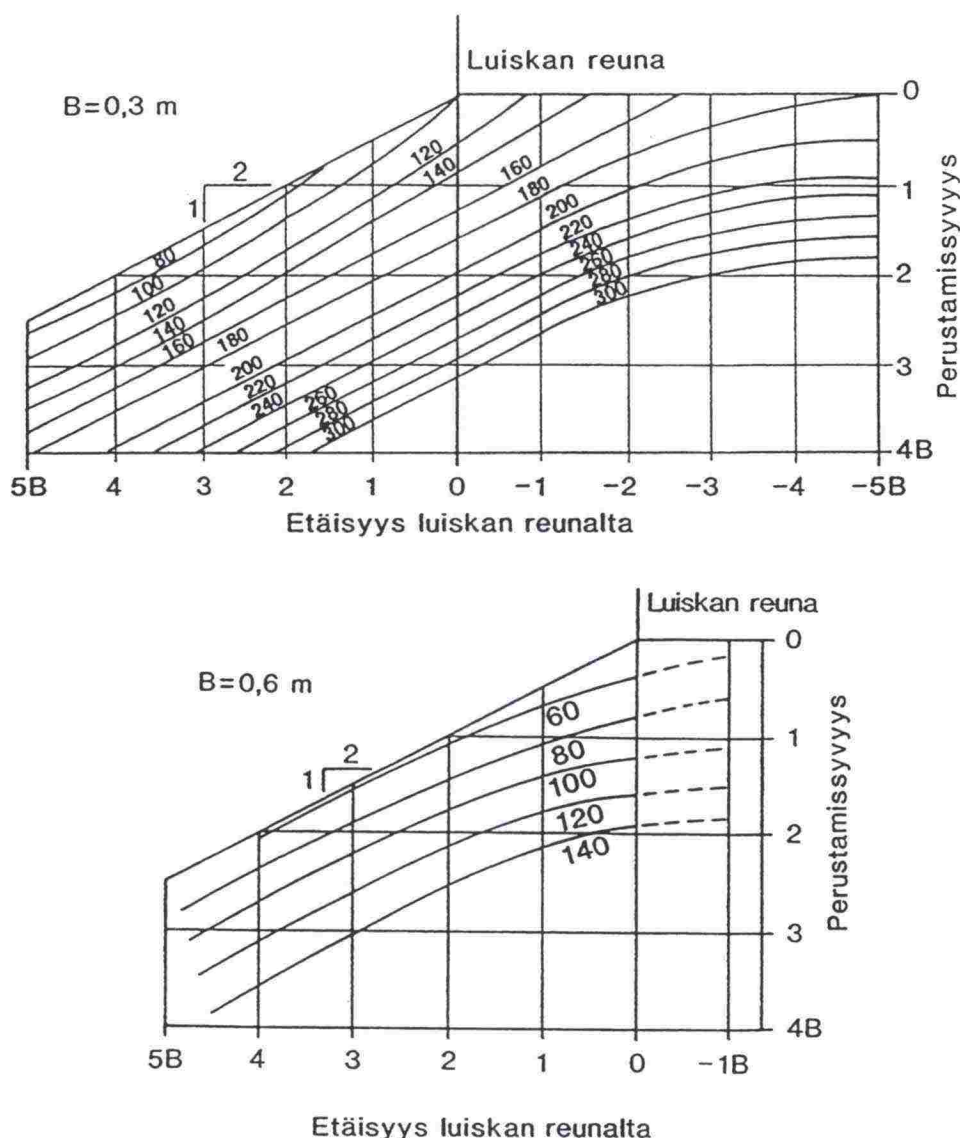
Kuormituskokeiden tulokset pystysuoralle kuormalle on esitetty kuvassa 3.13 kantavuuskertoimen N_{rq} avulla.



Kuva 3.12 Koeperustusten sijoittelu.

Koesarjan perusteella päädyttiin seuraaviin johtopäätöksiin:

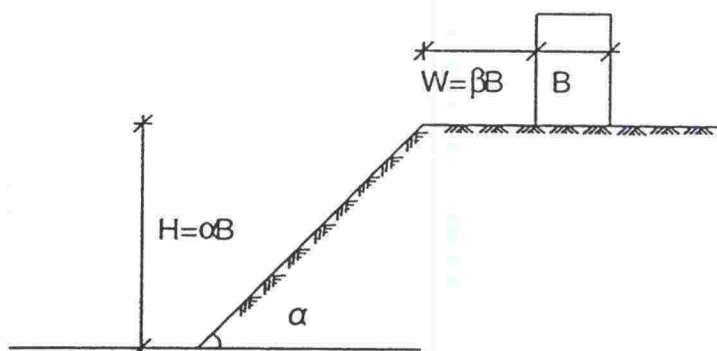
- Kuvan 3.13 mukaan voidaan luotettavasti arvioida kantokykyä luiskassa. Mitoituksessa on kuitenkin otettava huomioon mahdolliset painumat ja kantavuus on kantokyvyn ja painumien yhteisvaikutus.
- Kantavuuskaavojen mukaan perustuksen kantokyky kasvaa suoraan suhteessa perustuksen leveyden kasvuun. Tätä ei kuitenkaan pystytty todistamaan näillä kokeilla.
- Pystysuorilla kuormilla leveiden perustusten kantavuuskerroin oli keskimäärin 80 % kapeiden perustusten kertoimista. Vinoilla kuormilla leveiden perustusten arvot olivat kapeita suuremmat. Meyerhofin teorian mukaisesti laskettaessa ovat tulokset lähes samanlaiset.
- Kuorman kaltevuuden muuttuessa pystysuorasta 15° kulmaan laski kantokyky jopa n. 70 %. Perustuksen koon lisääminen vähentää kuorman kaltevuuden vaikutusta, jonka johdosta suurien perustusten suunnitteleminen kuvan 3.13 mukaisia kantavuuskertoimia käyttäen on varmalla puolella.



Kuva 3.13 Pystysuoran kuorman kokeelliset N_p arvot.

3.5 Kimura /14,42/

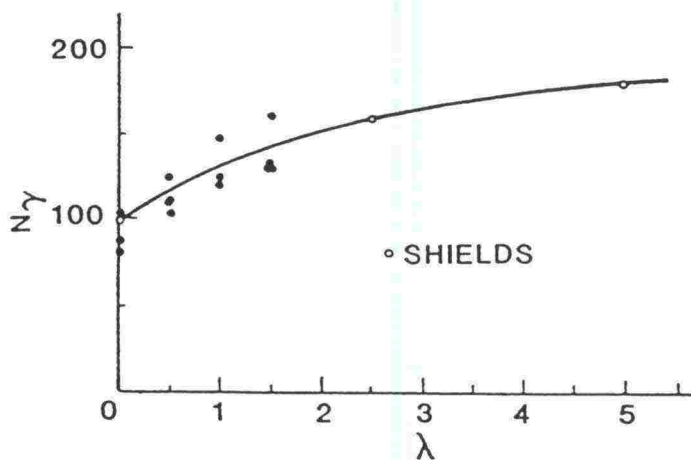
Japanissa tehdyn koesarjan tarkoituksena oli tutkia sentrifugilla tehtyjen kokeiden vastaavuutta suurempimittakaavaisiin kokeisiin. Koejärjestelyt vastasivat lähestulkoon Shieldsin kokeita (kpl 3.4) ja on esitetty kuvassa 3.14. Kokeissa käytettiin neljää eri muuttujaa, joita olivat perustuksen leveys B , etäisyys luiskan reunalta λ , luiskan korkeus β sekä luiskan kaltevuuskulma α . Maalajina käytettiin Toyora-hiekkaa, jonka tehokas raekoko $d = 0,13 \text{ mm}$ ja raekokosuhte $C_u = 1,38$. Hiekka seulottiin kahden erillisen seulan läpi mahdollisimman tasarakeisen materiaalin saavuttamiseksi. Maan kitkakulma oli $\varphi = 49^\circ$ 300 kPa:n normaalijännityksellä, joka vastasi sentrifugissa ollutta painetta.



Kuva 3.14 Kimuran kokeiden järjestelyt.

Kuormitukset röntgenkuvattiin, joka mahdollisti liukupinnan muotojen tarkkailun. Tulosten perusteella liukupinnan ja perustustason välinen kulma oli lähellä arvoa $45^\circ + \varphi/2$, mutta passiivisen kiilan alareuna on lähes vaakasuora, toisin kuin logaritmiset spiraalimenetelmät olettavat.

Kokeissa mitatut kantavuuskertoimet etäisyyden λ funktiona on esitetty kuvassa 3.15. Vertailukuvaaja on määritetty Shieldsin kokeista saaduista kantavuuskertoimista. Shieldsin ja Kimuran kokeiden tulokset korreloivat melko hyvin. Shieldsin kokeissa mitatut kantavuuskertoimet verrattuna esimerkiksi Brinch-Hansenin kantavuuskertoimien arvoihin ovat taas keskimäärin 2–2,5-kertaiset. Myös muut tehdyt tutkimukset antavat vastaavanlaisia tuloksia. Tämän perusteella voidaan päätellä, että myös sentrifugikokeet antavat suhteellisen luotettavia tuloksia määrittäessä luiskin varaisten perustusten kantokykyä.


 Kuva 3.15 Kimuran kokeiden kantavuuskertoimet N_f etäisyyden λ funktiona verrattuna Shieldsin koetuloksiin.

3.6 Kusakabe /15, 20, 42/

Kusakaben kokeellisella tutkimuksella testattiin uuden teorian laskennallisia arvoja (kpl 2.4.3). Kokeet tehtiin teräslaatikossa, jonka mitat olivat $L = 0,5$ m, $B = 0,125$ m ja $H = 0,3$ m. Laatikon yksi sivu valmistettiin lasista valokuvaamista varten. Kuormitettava perustus oli $0,05$ m leveä jäykkä teräslevy, jota kuormitettiin käsin säädettävillä tunkeilla.

Kuormituksissa käytettiin maalajina silttiä, jonka materiaaliarvot on esitetty *taulukossa 3.5*. Siltti sekoitettiin huomattavasti juoksurajaa suuremmalla vesimäärällä, jonka jälkeen se esikonsolidoitiin 98 kPa:n suuruisella kuormituksella. Esikonsolidointi lopetettiin 11 päivän kuluttua, kun oli saavutettu laskennallinen 90 % konsolidoitumisaste.

Taulukko 3.5 Kusakaben kokeiden maalajiarvot.

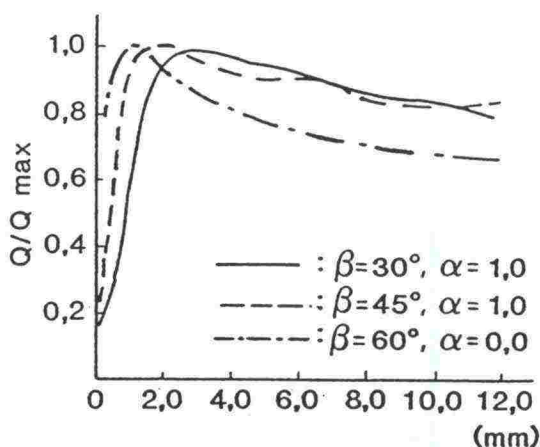
Ominaispaino	$G_s=2,86$
Juoksuraja	$LL=87,0$ %
Plastisuusraja	$PL=37,5$ %
Plastisuusluku	$PI=49,5$ %
Konsolidaatiokerroin	$c_v=0,016$ cm ² /min
Tehokas koheesio	$c'=1,5$ kN/m ²
Tehokas kitkakulma	$\varphi'=30,3^\circ$

Koekuormitukset tehtiin tasojännitystilaa vastaavasti 1 mm/ 1 minuutti kunnes painuma oli yhteensä 10 mm. Maaperän muodonmuutoksia tarkkailtiin kuormituksen aikana maahan lyötyjen pystysauvojen liikkeistä. Näiden muodonmuutosten perusteella tehtiin koekuormituksen painuma–kuormitus – kuvaaja. Tyypillinen kuvaajamuoto, jossa käyrä muuttuu epälineaariseksi jo pienillä kuormilla, on esitetty *kuvassa 3.16*. Tällä maamateriaalilla oli tyypillistä puhdas leikkausmurto. *Kuvassa 3.17* on esitetty mitatut ja lasketut liukupinnat, joiden muoto kokeiden perusteella täsmää hyvin. Koetulosten ja teoreettisten tulosten vertailu on esitetty *taulukossa 3.6*.

Arvoista on havaittavissa, että koetulokset ovat keskimäärin 30 % teoreettisia tuloksia suurempia. Syitä tähän voi olla useita, joista mainittakoon:

- Leikkauslujuus on määritetty kolmiaksaalitulossa ja sen vastaavuutta tasojännitystilaan ei ole pystytty selvittämään.

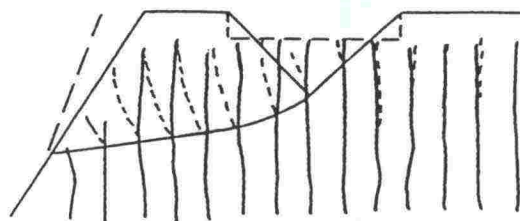
- Koelaatikon sivukitka lisää kuormituskokeiden kantavuuksien arvoa.



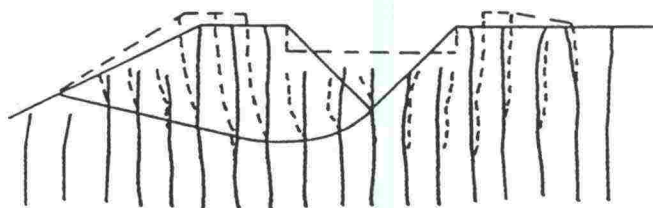
Kuva 3.16

Tyypillinen painuma-kuormitus -kuvaaja Kusakaben kokeissa.

$$\beta = 60^\circ \quad \alpha = 0,5$$



$$\beta = 30^\circ \quad \alpha = 0,5$$



Kuva 3.17

Kusakaben kokeiden mitatut ja lasketut liukupinnan muodot.

Eri tutkijoiden toimesta on esitetty taso- ja kolmiakσιαalijännitystilän välisille kitkakulman suuruuseroille tiettyjä prosenttikorjauskertoimia, jotka vaihtelevat 8 – 12 % välillä. Tutkijoiden mielestä kolmiakσιαalikokeella mitattua kitkakulman arvoa tulisi korottaa n. 10 %, jotta se vastaisi tasojännitystilän materiaaliarvoja.

Kuormituskokeiden perusteella Kusakaben teoria yliarvioi kantokyvyn arvoa n. 30 %. Materiaaliarvojen tarkalla määrittämisellä voidaan kuitenkin saavuttaa pienempi sisäinen varmuus. Teorian murtomalli sitävastoin korreloi erittäin hyvin mitattujen muodonmuutosten kanssa ja murtomalli soveltuu laskelmien lähtökohdaksi. Muihin tunnettuihin teorioihin verrattuna Kusakaben menetelmä

korreloi hyvin Bishopin menetelmän kanssa (taulukko 2.2 s.29). Kusakaben menetelmä soveltuu tämän johdosta hyvin koheesiomaiden kantokyvyn laskentaan.

Taulukko 3.6

Kusakaben teoreettisten ja kokeellisten tulosten vertailu.

Koe		Koetulos (1) kN/m ²	Laskennallinen tulos (2) kN/m ²	Suhdeluku (1)/(2)
β	α			
30°	0,0	28,5	21,5	1,32
	0,5	44,4	40,7	1,09
	1,0	34,4	35,3	0,97
45°	0,0	32,2	20,7	1,56
	0,5	30,8	27,2	1,39
	1,0	38,3	26,5	1,45
60°	0,0	34,6	27,5	1,26
	0,6	44,8	33,4	1,34
	1,0	30,3	25,3	1,20

3.7 Gemperline /8/

Yhdysvalloissa tehtiin 1970- ja 80-luvuilla tutkimus, jonka päämääränä oli pienempien ja matalampien perustuksien käyttö silloissa. Tutkimuksen toimeksiantaja oli paikallinen maankäyttöministeriö, joka asetti tutkimuksen päätavoitteeksi seuraavat tekijät:

- luiskan varaisten tai lähellä luiskaa sijaitsevien perustusten tutkimusjärjestelyjen kehittämisen ja kokeilemisen sentrifugi-testeillä,
- kokeelliset testit luiskan varaisten perustusten maksimikantokyvyn määrittämiseksi,
- koetulosten vertailu laskennallisiin arvoihin.

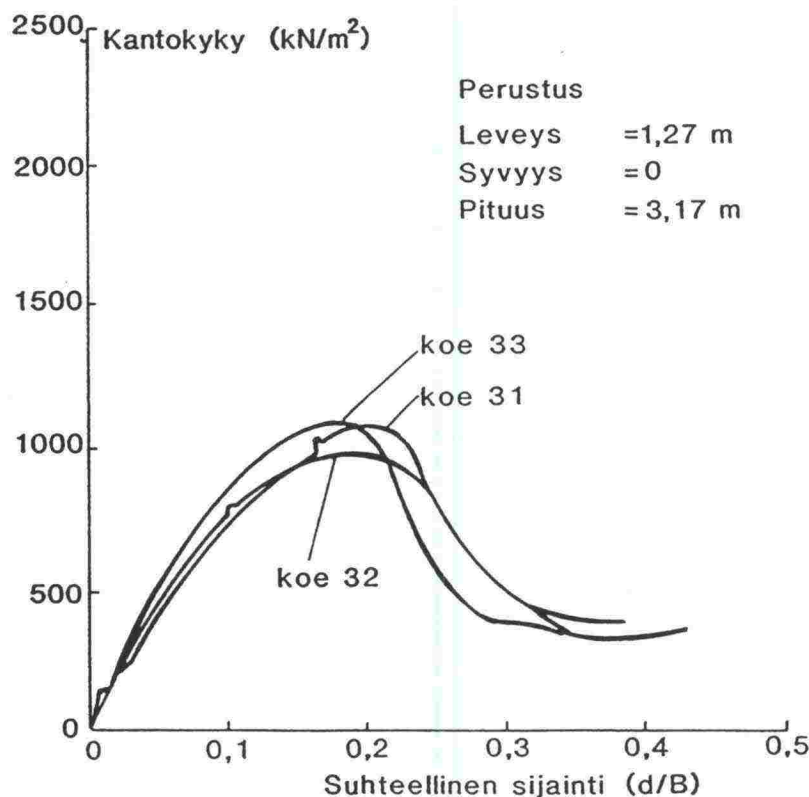
Vertailuun otettiin mukaan kaikki soveltuvat laskentamenetelmät, jotta saatiin mahdollisimman kattava tutkimus teorioiden käyttökelpoisuudesta.

3.7.1 Tutkimukset /8/

Kuormituskokeisiin valittiin perustustyyppit, jotka vastasivat yleisesti silloissa käytettyjä perustuksia. Materiaalina käytettiin tasarakeista hiekkaa ja luiskankaltevuuskulma vastasi paikallisia suunnitteluohjeita $1:1,5$ ($\approx 33,7^\circ$).

Mallikokeet tehtiin sentrifugilla ja perustusten ja maamallin mitat valittiin siten, että ne olivat suoraan skaalattavissa mittakaavakertoimien avulla todellisiin mittoihin. Perustusmallit tehtiin alumiinista ja ne oletettiin täysin jäykiksi maahan nähden.

Tyypillinen kuormitus-painuma -kuvaaja on esitetty kuvassa 3.18. X-akselin muuttuja d/B on perustuksen suhteellinen etäisyys luiskareunalta.



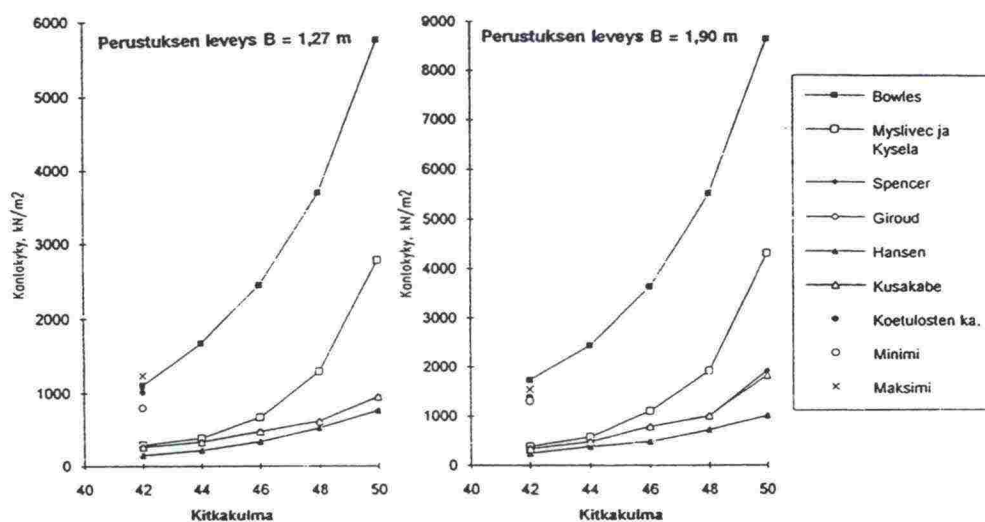
Kuva 3.18

Tyypillinen kuormitus-painuma -kuvaaja
 Gemperlinen sentrifugi-kokeissa.

Koejärjestelyjen oletettiin noudattavan tasojännitystilaa, jonka vuoksi teoreettiset laskelmat on tehty korkeammilla kitkakulman arvoilla kuin kolmiaksisiaalikoesta saadut. Kitkakulman arvot vastasivat tasojännitystilaa arvoja.

Kuvassa 3.19 on esitetty teoreettisten laskelmien sekä kokeiden tulokset maan pinnalla sijaitsevalle sekä upotetulle perustukselle. Perustuksen

mittasuhteen L/B ei havaittu vaikuttavan kantavuuksien arvoon. Kitkakulman arvoilla 48° ja 50° on saavutettu parhaimmat laskennalliset arvot kokeellisiin tuloksiin verrattuna. Näillä arvoilla vertailussa ei ole mukana Meyerhofin menetelmä, jolla on mahdollista laskea kantavuuksien arvoja ainoastaan 45° kitkakulmaan asti. Pienemmillä kitkakulman arvoilla Meyerhofin tulokset ovat kuitenkin samansuuntaiset Giroudin ja Brinch-Hansenin menetelmien kanssa, jonka vuoksi voidaan olettaa Meyerhofin teorian käyttäytyvän samankaltaisesti muiden teorioiden kanssa myös suuremmilla kitkakulman arvoilla.



Kuva 3.19

Maan pinnalla sijaitsevan sekä upotetun perustuksen kantokyvyt teoreettisin laskelmin sekä sentrifugikokeiden tulokset.

Myslivec ja Kyselan menetelmällä on saatu parhaimmat kantokyvyn arvot kitkakulman arvolla $46,8^\circ$, mutta kitkakulman kasvaessa nousevat kantokyvyn arvot liian korkeiksi, jonka vuoksi menetelmää on syytä käyttää varoen.

Suurimmat kantokyvyn arvot on saatu Bowlesin menetelmällä, jonka tulokset poikkeavat huomattavasti muista laskentatavoista. Menetelmän käyttöä vaikeuttaa taulukkoarvojen ja neuvotun laskentamenetelmän väliset ristiriitaisuudet. Bowlesin menetelmän ratkaisu perustuu liukupinnan geometriaan ja se on esitetty lähteessä /3/. Jo aikaisemmissa tutkimuksissa /1/ ovat Bowlesin menetelmällä lasketut kantokyvyn arvot osoittautuneet yliarvioiviksi.

Kuormituskokeiden ja laskennallisten vertailujen perusteella tehtiin seuraavat johtopäätökset:

- Mikä tahansa vertailussa mukana olevista teorioista soveltuu luiskan varaisten perustusten kantokyvyn laskentaan. Pienimpien ja suurimpien arvojen välillä on kuitenkin melko suuri ero, jonka vuoksi laskentamenetelmän valinta ja kitkakulman määrittäminen on tehtävä huolella.

– Kusakaben, Spencerin, Meyerhofin, Brinch–Hansenin ja Giroudin menetelmiä voidaan kaikkia käyttää tasojännitystilän kitkakulman arvoilla. Myslivedin ja Kyselan menetelmän käyttöä ei suositella, koska se on liian riippuvainen kitkakulman arvosta. Bowlesin menetelmää ei pitäisi käyttää missään olosuhteissa.

– Laskettaessa luiskan varaisen perustuksen kantokykyä on otettava huomioon kaikki kantokykyyn vaikuttavat tekijät, joita ovat kitkakulma, luiskan kaltevuuskulma, perustuksen sijainti luiskaan nähden, perustuksen leveys ja pituus sekä perustamissyvyys, kuormitustapa ja maan suhteellinen tiiviys.

Käytettäessä teoreettisissa laskelmissa pieniä kitkakulman arvoja ovat koetulokset keskimäärin 2–2,5 –kertaiset teoreettisiin arvoihin verrattuna. Suuremmilla kitkakulman arvoilla on koetulosten ja teoreettisten arvojen korrelaatio parempi, joka johtuu koejärjestelyjen tasojännitystilasta. Näiden kokeiden perusteella oli kuitenkin havaittavissa, että esitetyt teoriat aliarvioivat luiskan varaisten perustusten kantokykyä kolmiaksiaalikokein määritetyillä kitkakulman arvoilla laskettaessa.

3.7.2 Tutkimustulosten perusteella esitetty laskentamenetelmä/30/

Edellä esitettyjen ja joidenkin lisäkokeiden perusteella Gemperline kehitti tilastollisiin kaavoihin perustuvan kantavuuden laskentamenetelmän. Sentrifugikokeissa tehtyjä tärkeitä johtopäätöksiä oli se, että luiskan varaisen perustuksen kantokyky on aina tietty prosenttimäärä tasaisen maan kantokyvyn arvosta ja prosenttimäärä on sama riippumatta perustuksen leveydestä.

Laskentamenetelmä kehitettiin kahdelle luiskan kaltevuudelle: 26,6° (1:2) sekä 33,7° (1:1,5). Laskelmissa käytetyt muuttujat olivat *kuvan 3.20* mukaiset.

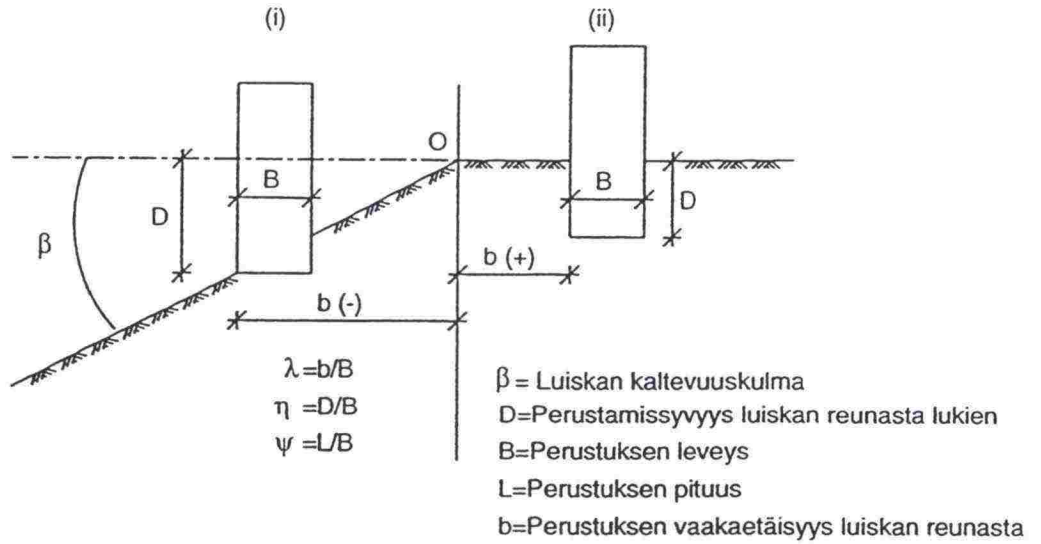
Kantavuus lasketaan kaavasta 45:

$$q = 0,5 \gamma B N_{\gamma q} \quad (45)$$

Gemperlinen mukaan kantavuuskerroin $N_{\gamma q}$ voidaan määrittää *kuvan 3.20* muuttujien avulla seuraavasti:

$$N_{\gamma q} = f_{(\varphi)} f_{(\beta)} f_{(D/B)} f_{(B/L)} f_{(D/B, B/L)} f_{(\beta, b/B)} f_{(\beta, b/B, D/B)} f_{(\beta, b/B, B/L)} \quad (46)$$

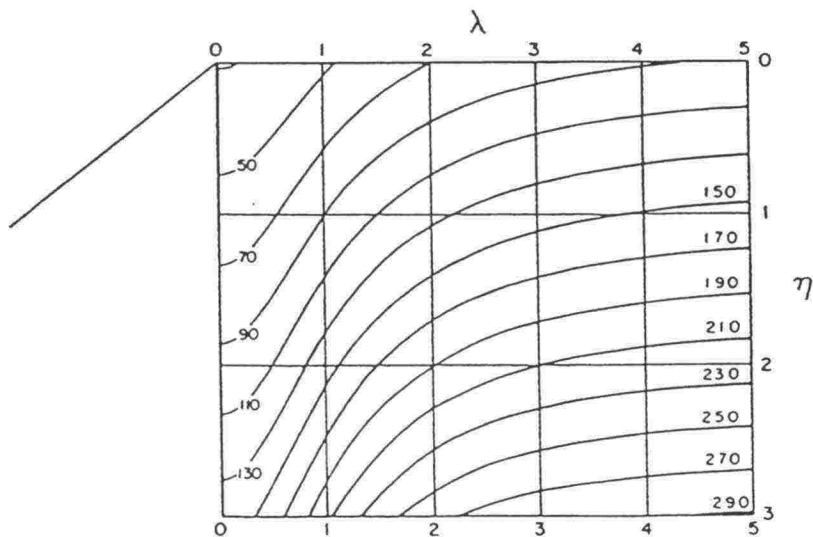
missä kertoimet $f_{(i)}$ ovat *kuvan 3.19* muuttujista riippuvaisia. Kertoimien kaavat on esitetty lähteessä /30/.



Kuva 3.20

Gemperlinen laskelmissa käytetyt muuttujat.

Kantokyvyn määrittämistä varten on otettu käyttöön ns. vertailuperustus, jonka kantokyky on 100 %. Vertailuperustus on luiskan reunalla sijaitseva upottamaton perustus, jonka kantokyky ei riipu maan tiivyydestä ja kitkakulmasta. Kuvasta 3.21 saadaan prosenttiluku, jolla vertailuperustuksen kantokykyä voidaan korjata muuttujien λ ja η avulla. Muuttujat λ ja η on esitetty kuvassa 3.20. Vertailuperustuksen kantokyky voidaan laskea esimerkiksi kansallisten suunniteluohjeiden mukaisesti.

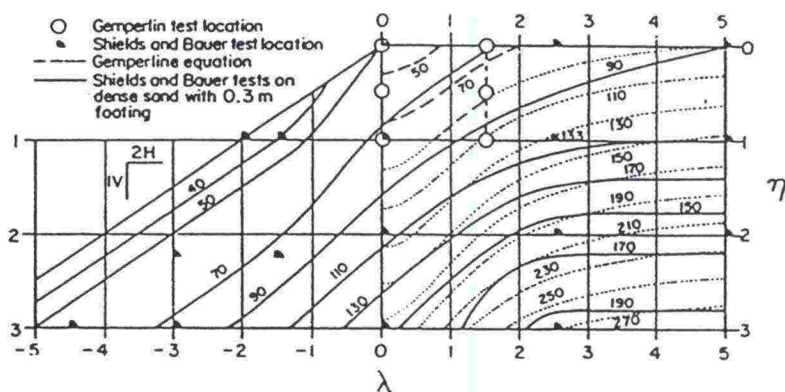


Kuva 3.21

Vertailuperustuksen kantokyvyn korotusprosentit
Gemperlinen mukaan.

Vertailtaessa Gemperlinen yhtälön mukaisia tuloksia Shieldsin (kpl 3.4) koekuormituksiin, on yhtäläisyys melko hyvä. Suhdeluvun λ ollessa nolla

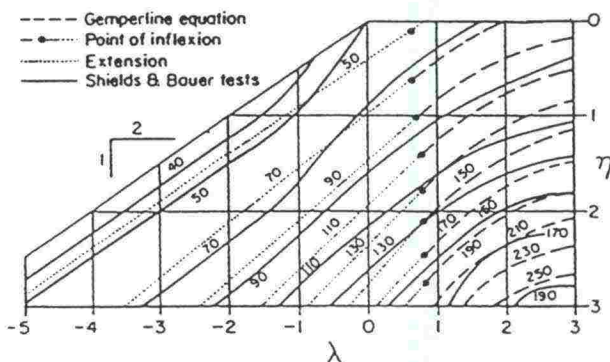
antaa yhtälö kuitenkin vääriä tuloksia. Vertailua ei voida myöskään tehdä luiskaan alapuolella oleville perustuksille. Shieldsin koetulosten vertailu Gemperlinen yhtälön tuloksiin on esitetty kuvassa 3.22.



Kuva 3.22

Gemperlinen yhtälön ja Shieldsin koetulosten vertailu.

Kokeellisten tulosten perusteella kehitettiin laskentamenetelmä, joka soveltuu myös luiskassa sijaitsevien perustusten laskentaan. Kantokyvyn arvoista haettiin matemaattisin menetelmin jokaiselle tasa-arvokäyrälle sopiva sijainti. Lisäksi ongelmaa lähestyttiin määrittelemällä Gemperlinen yhtälön maksimi- ja minimiarvot ja näiden perusteella yhtälön ratkaisu. Funktiomenetelmän käytöllä ei saavutettu kuitenkaan riittävän hyviä tuloksia, jonka vuoksi määrittely tehtiin ainoastaan koetulosten perusteella. Jokainen käyrä on tämän vuoksi määritetty eri lähtökohdista ja käyrät ovat toisistaan riippumattomia. Tasa-arvokäyrät on esitetty kuvassa 3.23.



Kuva 3.23

Gemperlinen yhtälön kantavuuden tasa-arvokäyrät luiskassa.

Gemperlinen määrittelemät kantokyvyn tasa-arvokäyrät (kuva 3.23) korreloivat Shieldsin testitulosten kanssa hyvin. Laskennallisten käyrien perusteella

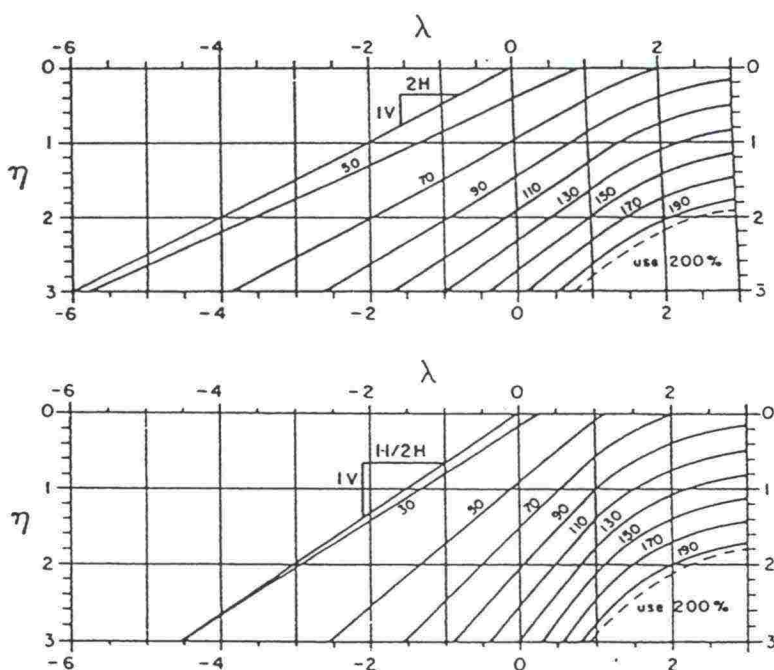
Gemperline on ehdottanut suunnittelussa käytettäväksi kuvan 3.24 mukaisia prosenttiarvoja. Suuremman korotusprosentin kuin 200% käyttöä tulee kuitenkin välttää. Mikäli vertailuperustuksen kantokykyä ei määritetä muiden teorioiden mukaan, kantavuuskerroin N_{qR} voidaan laskea kaavasta 47:

$$N_{qR} = (10^{(0,1159 \varphi - 2,386)}) (10^{(0,34 - 0,2 \log_{10} B)}) \quad (47)$$

missä

φ = kitkakulman arvo asteina

B = perustuksen leveys tuumina



Kuva 3.24

Gemperlinen yhtälön mukaiset suunnittelukäyrät luiskien varaisten perustusten kantokyvyn laskemiseksi.

Kokeiden perusteella tehtiin seuraavat johtopäätökset:

- Laajan koesarjan perusteella voitiin kehittää empiirinen laskentamenetelmä luiskien varaisten perustusten kantokyvyn laskemiseksi.
- Kokeet tehtiin vain muutamissa perustuksen sijaintipaikoissa, mutta tulokset pätevät laajemminkin alueella.
- Korotusprosenttia 200 % suurempia arvoja ei tulisi käyttää.

– *Kuvan 3.24* mukaista käyrästöä voidaan käyttää suunnittelun lähtökohtana. Kuvaajien käytössä ei tarvitse ottaa huomioon perustuksen leveyttä vaan kuvaajat sisältävät mittakaavatekijän.

Gemperlinen kehittämään laskentamenetelmään on syytä suhtautua hyvin varoen, koska kaavat perustuvat siis koetulosten tilastollisiin arvoihin eivätkä lainkaan esimerkiksi jännitys- ja tasapainoehtoihin. Suurella kuormitus-kokeiden määrällä pystytään kuitenkin lähestymään kantokyvyn todellisia arvoja. Tapausta kohden kokeita on oltava kuitenkin kymmeniä, jotta voidaan päästä tilastomatematiikan puitteissa riittävän luotettaviin tunnuslukuihin.

4 KOEKUORMITUKSET

4.1 Yleistä

Kuormituskokeiden pääasiallinen tarkoitus oli testata luiskun varaan sijoitettujen perustusten kantokykyä. Lisäksi kokeissa tutkittiin murtopinnan muotoa maan sisässä ja kuormituksen aikaisten painumien suuruutta.

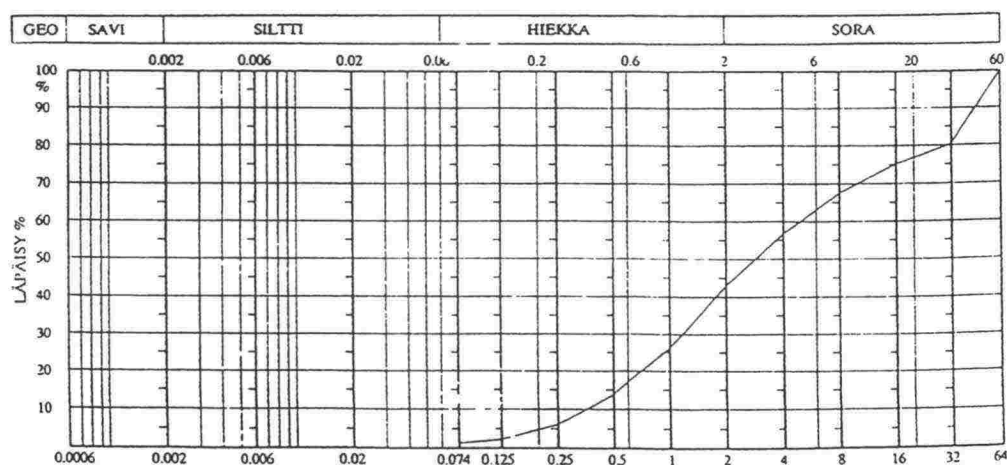
Koekuormitukset tehtiin TTKK:n rakennushallissa sijaitsevassa koekuopassa. Kuopan mitat ovat 2,5 m x 2,5 m ja syvyys 4,5 m. Koekuopassa oli viimeksi tehty vastaavanlainen koesarja tasaisella maalla /27/ ja näissä kokeissa pyrittiin käyttämään mahdollisimman paljon edellisissä kokeissa käytettyjä materiaaleja ja laitteistoja. Kokeiden ajankohta oli kesä ja syksy 1993.

4.2 Käytetty maamateriaali

Koekuormitusten materiaaliksi rajattiin yksi maalaji muutoinkin laajan koesarjan vuoksi. Maalajiksi valittiin sora, koska se edustaa parhaiten kitkamaalajeja. Materiaalina käytettiin samaa soraa kuin aikaisemmassa tasaisen maan koesarjassa oli käytetty, jotta koesarjojen tulosten vertailu keskenään olisi mahdollista. Soran materiaaliarvot on määritetty edellisen koesarjan yhteydessä.

4.2.1 Rakeisuus

Soran rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 4.1. Soran lajitepitoisuus oli 57 %



sora- ja 43 % hiekkalajitetta. Raekokosuhde oli $d_{60}/d_{10} = 13,3$ ja $d_{50} = 3,0$ mm.

4.2.2 Lujuusominaisuudet

Soran kitkakulman arvot määritettiin kolmiaksiaalikokein sekä aikaisempien koesarjojen perusteella. Kolmiaksiaalikokeissa saatiin tiiviysasteessa 97 % ja vesipitoisuudessa $w = 5,0$ % soran kitkakulmaksi $43,3^\circ$ koheesion arvolla nolla. Muiden tiiviysasteiden kitkakulman arvot on arvioitu tiiviin koesarjan tuloksista sekä vanhoista kolmiaksiaalikokeista. Soran kitkakulman arvot eri tiiviysasteissa on esitetty taulukossa 4.1.

Taulukko 4.1

Soran kitkakulman arvot eri tiiviysasteissa.

Tiiviysaste D (%)	85	90	95
Kitkakulma φ (°)	36	40	44

4.2.3 Muodonmuutosominaisuudet

Painumalaskelmia varten määritettiin maalajin muodonmuutosmoduuli. Muodonmuutosmoduuli määritettiin tasaisen maan koesarjassa /27/ käytetyn ympyräperustuksen kuormitus-painuma -kuvaajista levykuormituskoetta mukaellen. Tarkempia painumalaskelmia varten tarvitaan myös maalajin kokoonpuristuvuusparametrit m ja β , mutta näiden määrittämisessä tarvittavaa ödometrikoea ei karkearakeisella maalajilla ollut mahdollista tehdä, joten muodonmuutosparametrien arvioinnissa on käytetty valmiita suosituksia.

Laskettaessa painumia muodonmuutosmoduulin avulla, oletetaan Hooken lain toteutuvan maaperässä. Tämä ei todellisuudessa ole mahdollista maaperän epähomogeenisuuden vuoksi, mutta mikäli varmuus murtumista vastaan on riittävän suuri ja maahan muodostuvat plastisoituvat vyöhykkeet ovat merkityksettömiä, voidaan laskelmissa käyttää lineaarisen muodonmuutoksen periaatetta /31/.

Hooken lain määrittelemä kimmomoduuli E korvataan geoteknisissä laskelmissa maan fysikaalista tilaa vastaavalla muodonmuutosmoduulilla E . Maan fysikaalinen tila riippuu mm. maalajista, vesipitoisuudesta, tiiviyydestä sekä konsolidaatiojännityksestä ja vallitsevasta jännityksestä. Muodonmuutosmoduuli määritetään laboratorio- tai in situ -kokein siten, että maakerroksen jännitystilan epälineaarisuus ja huokoisuus otetaan huomioon /31/.

Levykuormituskokeessa mitataan maanpinnan painumaa yleensä $\sigma = 300$ mm kuormituslevyn alla. Tutkittavan kohdan tulee olla vaakasuora ja tasainen. Alkutoimenpiteiden jälkeen maata kuormitetaan $3,5 \text{ kN/m}^2$ suuruisella esikuormituksella tasauskerroksen tiivistämiseksi. Varsinainen kuormitus tehdään 10 kN portain 0 :sta 60 kN :iin ja painumat havaitaan kunkin portaan kohdalla. Maksimikuorman saavuttamisen jälkeen palautetaan kuorma jälleen nolleen ja mitataan maapohjaan jääneet pysyvät painumat. Tämän jälkeen koe toistetaan käyttäen samoja kuormitusportaita ja luetaan vastaavat painumat. Mikäli kuormituksen aikana tapahtuu maapohjassa murtumista, on koe keskeytettävä ja uusittava pienemmin maksimikuormin $/23/$.

Ympyränmuotoisen kuormitetun levyn keskipisteen painuma voidaan Boussinesq'in mukaan määrittää kaavalla 48. Oletuksena on tällöin, että maa on täysin kimmoisa ja tasalaatuinen ja että Hooken laki on voimassa.

$$s = k_1 (1 - \nu^2) \frac{p a}{E} \quad (48)$$

missä

s	= painuma, mm
k_1	= kerroin, jonka arvo on $\pi/2$, mikäli levy oletetaan jäykäksi ja 2, mikäli levy oletetaan taipuisaksi.
ν	= Poissonin luku
p	= kosketuspaine, kN/m^2
a	= kuormituslevyn säde, m
E	= muodonmuutosmoduuli, MN/m^2

Muodonmuutosmoduuli E voidaan ratkaista kaavasta 48 kertoimen k_2 avulla lausuttuna:

$$E = k_2 \frac{p a}{s} \quad (49)$$

Kerroin k_2 riippuu Poissonin luvusta sekä siitä, onko levy jäykkä vai taipuisa. Maalajista riippuen Poissonin luku vaihtelee välillä $0,3 - 0,5$ ja kuormituslevy oletetaan useimmiten jäykäksi. Tällöin kertoimen k_2 arvoksi saadaan n. $1,5$, jota laskelmissa useimmiten käytetään.

Kokeissa käytetyt muodonmuutosmoduulit on määritetty tasaisen maan koesarjan yhteydessä ympyräperustuksen ($\sigma = 300$ mm) kuormitus-painuma -kuvaajista siten, että kuormituksen oletetaan vastaavan levykuormituskokeen ensimmäistä kuormitusvaihetta. Kuormitus-painuma -kuvaajalta on valittu mahdollisimman lineaarinen osuus ja mitattu tämän osuuden kuormitusmuutos Δp ja painumamuutos Δs . Näiden arvojen avulla on voitu laskea kunkin kokeen muodonmuutosmoduuli E kaavasta 49

käyttäen kertoimelle k_2 arvoa 1,5. Kunkin tiivysasteen muodonmuutosmoduulien arvot koekuormituksista määritettynä on esitetty taulukossa 4.2.

Taulukko 4.2 Muodonmuutosmoduulit ympyräperustuksen koekuormituksista määritettynä /27/.

Tavoitetiivys (%)	Upotussyvyys (mm)	E (MPa)	Mitattu tiivys (%)
85	0	19,9	89,0
85	150	14,7	89,4
90	0	27,3	90,8
90	150	36	91,6
95	0	56,3	96,1
95	150	66,2	96,1

Laskettaessa painumia tangenttimoduulimenetelmällä, tarvitaan laskelmissa maalajin jännityseksponentin β ja jännitysmoduulin m arvot. Tielaitoksen ohjeen /38/ mukaan voidaan arvot β ja m lukea taulukosta 4.3.

Taulukko 4.3 Tielaitoksen ohjeen /38/ mukaiset soran materiaaliarvot.

Maalaji		Tilavuuspaino kN/m^3		Kitka- kulma φ	Moduuli-	
		pvp yläpuol.	pvp alapuol.		luku m	eksponentti β
Sora	Löyhä	17–19	10–	34	300–600	0,5
	Keskitiivis			37	400–800	0,5
	Tiivis	18–20	12	40	600–1200	0,5

Pohjarakennusohjeiden /33/ mukaan soran moduuliluku m voi vaihdella välillä 200–1700 ja jännityseksponentti β välillä 0,2–0,5. Moduuliluvun alaraja vastaa löyhää ja yläraja erittäin tiivistä tilaa.

4.2.4 Tiivistettävyyys

Edellisen koesarjan yhteydessä tehtiin soralla ns. parannettu Proctor-koe, jota tässä kutsutaan Proctor-kokeeksi. Kokeella on määritetty maalajille maksimikuivatilavuuspaino ja optimivesipitoisuus. Näiden perusteella on määritetty kunkin tiivysasteen tilavuuspainot optimivesipitoisuudessa. Soran Proctor-kokeesta saadut tulokset on esitetty taulukossa 4.4.

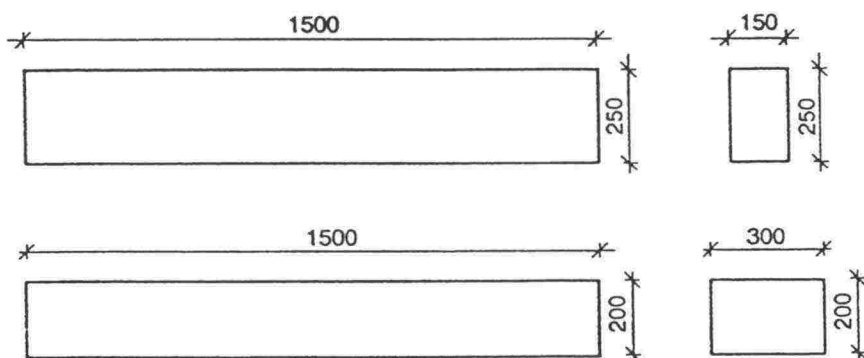
Taulukko 4.4

Soran tiivysominaisuudet.

γ_{dmax} (kN/m^3)	W_{opt} (%)	Tilavuuspaino γ , (kN/m^3)		
		85 %	90 %	95%
21,2	7,3	19,3	20,5	21,6

4.3 Koeohjelma

Koesarja sisälsi yhteensä 30 koetta kolmella eri luiskan kaltevuudella ja kolmessa eri tiivysasteessa. Käytetyt luiskan kaltevuuskulmat olivat 15° , $22,5^\circ$ ja 30° . Kokeissa käytetyt maapohjan tiivysasteet olivat löyhä 85 %, keskitiivis 90 % ja tiivis 95 %. Alkuperäisen koeohjelman mukaan tiivysasteita oli vain kaksi, 85 % ja 95 %, mutta koesarjan edetessä osoittautui tarpeelliseksi tehdä koekuormituksia myös välitiivysasteesta. Kokeissa kuormitettiin kahta RHS-teräsputkiprofiilista valmistettua suorakaideperustusta, joiden mitat on esitetty kuvassa 4.2. Käytetyt perustukset olivat samat kuin Rantaniemen diplomityössä /27/ ja ne asetettiin sekä maan pinnalle että upotettuna 150 mm syvyyteen. Keskitiiviin soran kokeissa on käytetty ainoastaan kapeaa perustusta maan pinnalla sekä leveää perustusta upotettuna. Koekuormituksissa perustus oletettiin äärettömän jäykäksi maapohjaan nähden, joten perustukselle ei ole tehty erillisiä taipumatarkasteluja. Lisäksi koetilanne on oletettu kolmiulotteiseksi ja koelaatikon sivukitkan vaikutus on oletettu mitättömäksi.



Kuva 4.2

Koekuormituksissa käytetyt perustustyypit.

Koekuormitusten nimeyksessä käytettiin samaa systematiikkaa kuin tasaisen maan koesarjassa /27/. Kokeen nimi muodostuu tiiviysasteesta, perustustyyppistä, perustamissyvyydestä sekä luiskan kaltevuudesta.

Tiiviysaste:

Sr85 = Sora, tiiviysaste 85 %

Sr90 = Sora, tiiviysaste 90 %

Sr95 = Sora, tiiviysaste 95 %

Perustustyyppi:

A = kapea perustus, B = 150 mm, L = 1500 mm

B = leveä perustus, B = 300 mm, L = 1500 mm

Perustamissyvyys:

0 = perustamissyvyys 0 mm

15 = perustamissyvyys 150 mm

Luiskan kaltevuus:

L = Loiva, luiskan kaltevuuskulma 15° (n. 1 : 3,7)

K = Keskiyrkkä, luiskan kaltevuuskulma 22,5° (n. 1 : 2,4)

J = Jyrkkä, luiskan kaltevuuskulma 30° (n. 1 : 1,7)

Esimerkiksi **Sr85A0L** tarkoittaa pintaan perustettua kapeaa (B = 150 mm) perustusta. Luiskan kaltevuuskulma on 15°.

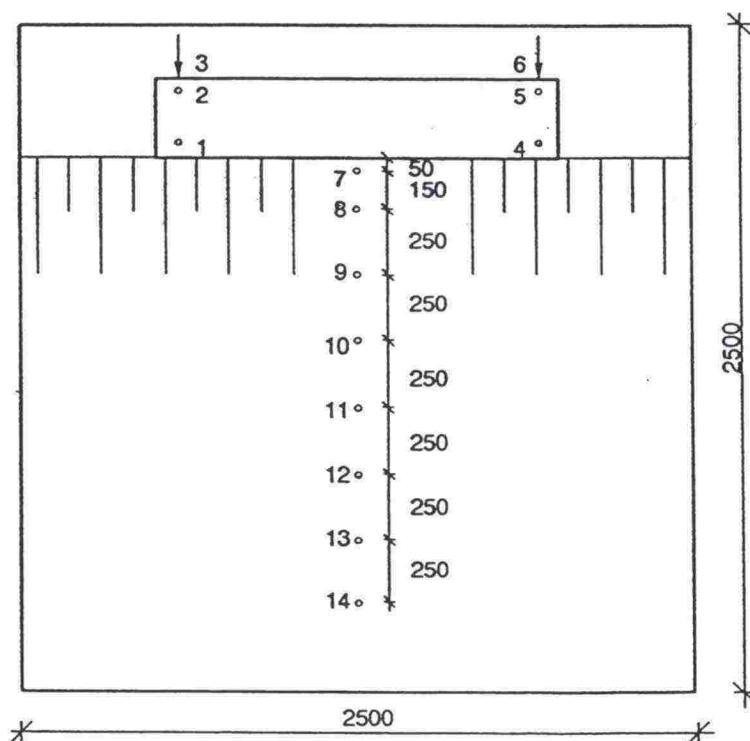
Tiiviysasteilla 85 % ja 95 % on tehty yhteensä 12 koetta kullakin ja tiiviysasteella 90 % 6 koetta.

4.4 Koejärjestelyt

Maapohjan käyttäytymistä seurattiin kuormituksissa siirtymäantureilla, joilla oli mahdollista rekisteröidä siirtymät aina 132 mm:iin saakka. Antureita laitettiin perustuksen molempiin päihin 2 kpl mittaamaan pystysiirtymää ja perustuksen sivuille molempiin päihin 1 kpl vaakaliikkeen seuraamiseksi. Upotetuilla perustuksilla jouduttiin sivuanturit jättämään kuitenkin pois, koska niiden tukeva kiinnittäminen ei ollut mahdollista. Maanpinnalle laitettiin antureita yhteensä 8 kpl, joiden sijoittelu ja numerointi on esitetty kuvassa 4.3.

Sekä perustuksen että maanpinnan anturit kiinnitettiin erillisiin aisoihin, jotka pystytettiin irrottamaan paikaltaan kuopan täytön ja tiivistyksen ajaksi. Maanpinnan antureita varten rakennettiin portaattomasti säädettävä aisa, joka pystytettiin kääntämään aina kyseessä olevaa kaltevuuskulmaa vastaavaan asentoon (kuva 4.4). Perustuksia kuormitettiin neljällä hydraulisella tunkilla, joiden jokaisen kapasiteetti oli 460 kN ja iskunpituus 150 mm. Tunkkien vastapainoina toimivat koekuopan yläpuolella olevat I-palkit.

Kuormitusten suuruutta mitattiin kahdella voima-anturilla, jotka laitettiin tunkkien päälle päätylevyjen varaan. Voima-antureiden sisällä olevat venymäliuskat mittaavat jännityseroa, joka voidaan laskennallisesti muuttaa voimaksi kertoimen avulla. Kertoimia varten jouduttiin voima-anturit kalibroimaan voimaohjatulla tunkilla ja määrittämään voimakertoimet anturien voimajännitekuvaajista.

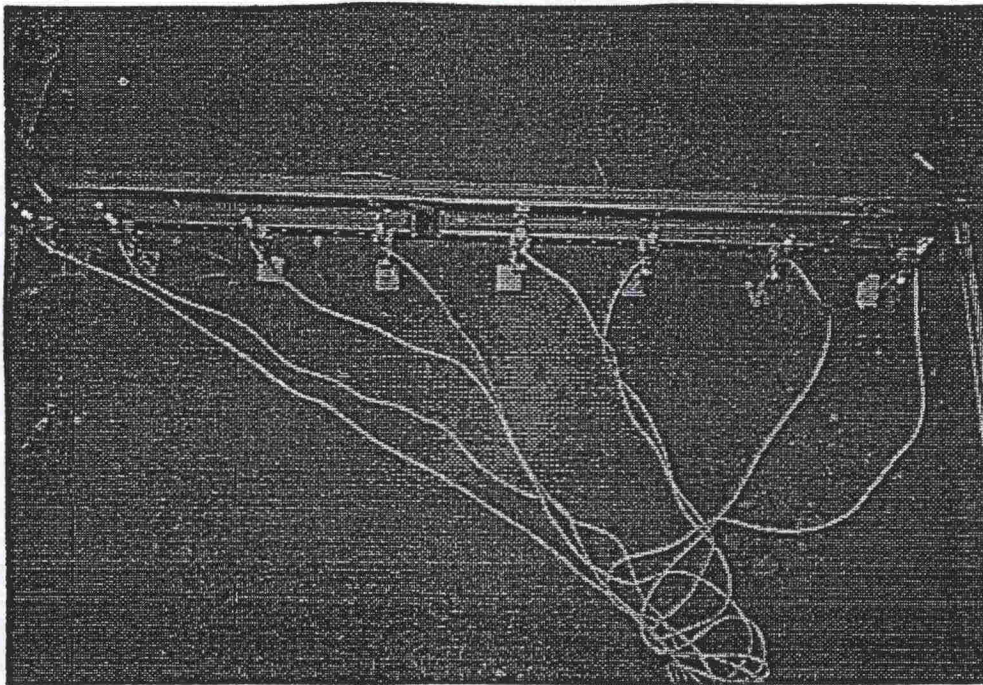


Kuva 4.3

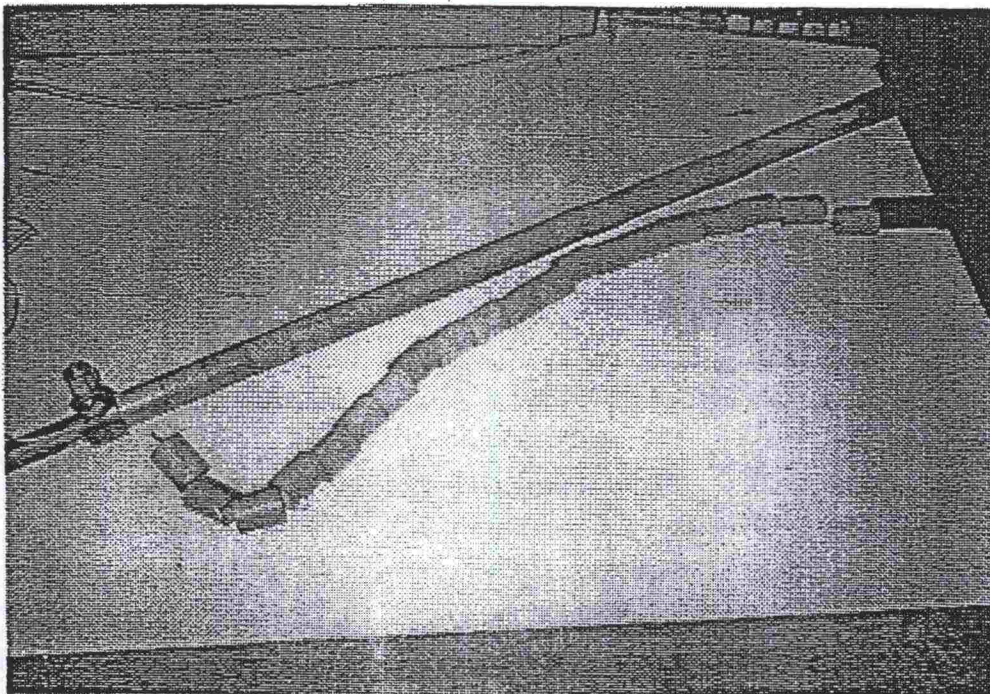
Siirtymäantureiden sijoittelu ja numerointi.

Liukupinnan muotoa tutkittiin maan sisään lyötävien siirtymävaijerien avulla. Sähköputkesta leikattiin n. 50 mm pituisia palasia, jotka pujotettiin teräsvaijerin läpi. Vaijerin päähän solmittiin teräksinen karkikappale, joka pystyi tunkeutumaan maan sisään. Heijarikairaustanko työnnettiin vaijerin ympärillä olevien putken palasten läpi siten, että karkikappale jäi tangon päähän ja vaijeri kiristettiin tiukalle. Tämän jälkeen toisen kairatangon avulla

lyötiin maahan n. 1 m syvyinen reikä ja valmiiseen reikään työnnettiin putkitanko kärkikappale edellä. Kun tanko oli reiän pohjalla, vedettiin tanko pois ja jätettiin ylimääräinen vajjeri vapaasti maan pinnalle. Kuvissa 4.5 ja 4.6 on esitetty liukupinnan tutkimiseen liittyviä työvaiheita.



Kuva 4.4

Luiskan siirtymäantureiden kiinnityksai.

Kuva 4.5

Sähköputken palasista koottuja siirtymävaijereita sekä teräksinen kärkikappale.



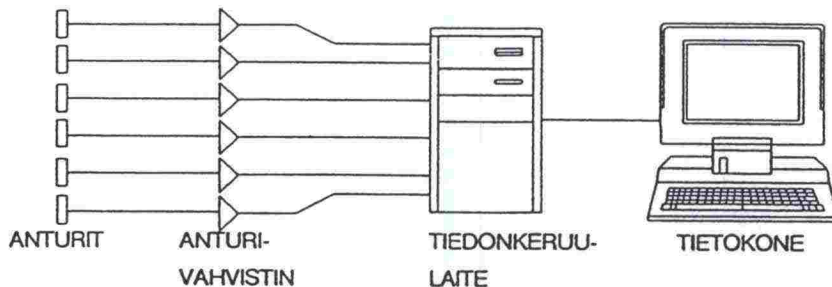
Kuva 4.6

*Siirtymävaijerin paikalleen
lyöminen.*

4.5 Mittausten rekisteröinti

Mittaukset rekisteröitiin sähköisesti tietokonetta hyväksi käyttäen. Antureista tuleva jännite kulki anturivahvistimen läpi HP:n tiedonkeruulaitteeseen. Laite luki jatkuvasti antureiden jännitteitä ja siirsi ne sitten tietokoneelle. Jokaisella anturilla oli oma kanava, siirtymäantureilla kanavat 0–13 ja voima-antureilla kanavat 20 ja 21, joita loggeri vuorotellen luki. Mittausten rekisteröinnin kaaviokuva on esitetty kuvassa 4.7.

Tasaisen maan koesarjan /27/ yhteydessä oli QB-45 -ohjelmalla tehty rekisteröintiohjelma, jota hieman muunneltuna käytettiin näissäkin kokeissa.



Kuva 4.7

Mittausten rekisteröinnin kaaviokuva.

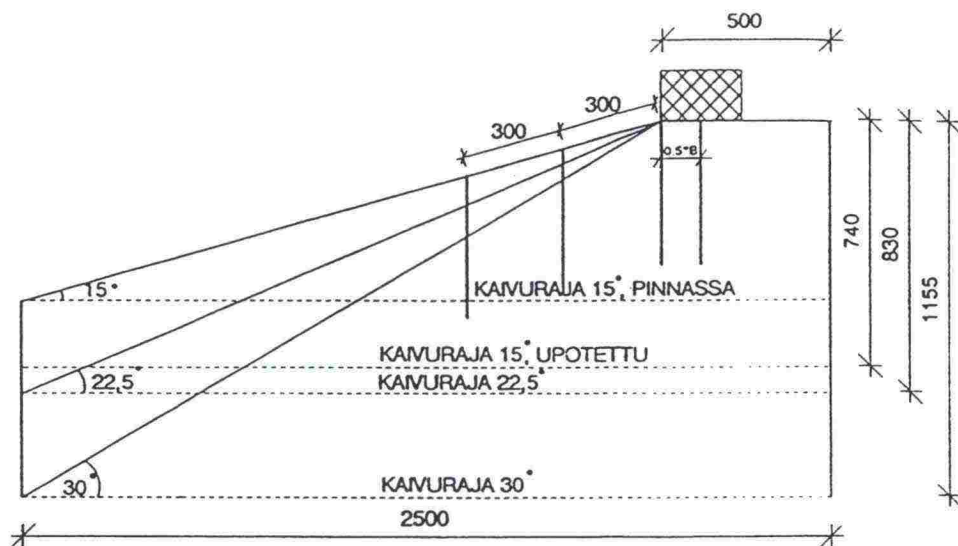
Ohjelman toimintaa on kuvattu lyhyesti seuraavissa kappaleissa.

Ohjelman aluksi kysytään kuormituksessa tarvittavat lähtötiedot, joita ovat kuormitustapauksen tunnus, perustuksen pohjan pinta-ala sekä voima-anturien alapuolelle tulevien laitteiden paino. Tämän jälkeen nollataan anturit, eli ohjelma asettaa antureiden sen hetkisen jännitteen nolla-arvoksi, jota vertaillaan myöhempiin jännitteisiin. Tämän jälkeen voidaan aloittaa kuormitus.

Ohjelman toimintaidea on lukea antureiden jännitteitä ja muuttaa ne kertoimen avulla voimiksi ja siirtymiksi verraten niitä samalla edellisiin arvoihin. Mikäli luettu siirtymä on suurempi kuin $+0,2$ mm tai pienempi kuin $-0,5$ mm edelliseen verrattuna, tallennetaan kyseisen hetken siirtymät ja voimat tiedostoon "kuormitustapaus.dat" ja tulostetaan kuvaruudulle siirtymät, voimat, talletusaika ja teksti "siirtymätalletus". Mikäli minuutin aikana ei tapahdu kriteerin täyttäviä siirtymiä, tehdään aikataletus, jossa samoin tulostetaan siirtymät ja voimat tiedostoon ja kuvaruudulle. Ohjelma ilmoittaa molemmista talletuksista äänimerkillä. Ohjelma voidaan lopettaa missä tahansa vaiheessa näppäimellä F1, jolloin ohjelma vielä varmistaa lopetuksen kyllä tai ei vastauksella. Ohjelmasta on listaus liitteessä 2.

4.6 Kokeiden valmistelu

Koe aloitettiin tyhjentämällä koekuoppa kahmarikauhalla määräsyvyyteen. Ennen kaivamista jouduttiin kuitenkin työntämään vastapainoina toimivat palkit sivuun riittävän työskentelytilan saamiseksi. Kaivuraja määräytyi oletetun liukupinnan syvyyden perusteella. Kaivussyvydet ja luiskien mitat on esitetty kuvassa 4.8. Samassa kuvassa on esitetty myös siirtymävaijereiden paikat.



Kuva 4.8

Kaivurajat ja mitat sekä liukupintavaijerien paikat.

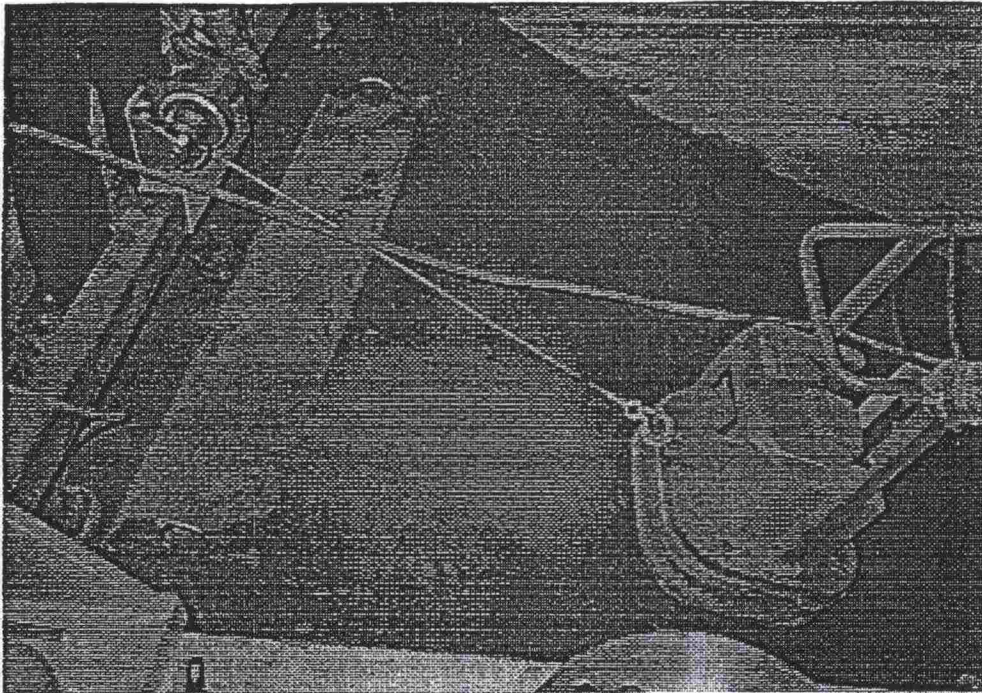
Kun kuoppa oli tyhjennetty määräsyyvyteen, aloitettiin maapohjan tiivistäminen kerroksittain. Maakerrokset tiivistettiin vaakatasossa ja jokaisella täyttökerroksella tehtiin jo alustavaa luiskun muotoilua siten, että tiivistyskerroksen pinta-ala pieneni ylöspäin siirryttäessä. Kerroksen pinta-alan arvioinnin helpottamiseksi oli kuopan reunaan piiretty jokaista kaltevuuskulmaa vastaavat merkkiviivat. Tiivistyskerros ulotettiin niin paljon merkkiviivan ulkopuolelle, että kerroksen alareunakin ylitti viivan.

Tiivistyskerroksen lopullinen paksuus oli 20 cm, joten maata laitettiin kuoppaan tiiviyssasteesta riippuen n. 22 – 24 cm:n paksuinen kerros haluttuun lopputulokseen pääsemiseksi. Tiivistys tehtiin 100 kg:n tärylevyllä joka kerta saman kaavion mukaisesti. Tiivistyksessä pyrittiin käyttämään mahdollisimman tasaista ajonopeutta ja pitämään ajolinjojen peitto vakiona. Tässä tavoitteessa pysyminen tuotti kuitenkin ongelmia, koska kuormituskoekokeiden aikana työntekijöiden vaihtuvuus oli suuri ja jokaisella tiivistäjällä oli oma työtapansa. Tiivistyskertojen määrä vaihteli halutun tiiviyssasteen mukaan yhdestä jopa kymmeneen tiivistyskertaan.

Tiiviyssastetta kontrolloitiin työn aikana sekä Troxler 3430 -mittarilla että vesivolymetrillä. Kuormituskokeiden alkuvaiheessa oli käytössä myös kannettava pudotuspainolaite Loadman, joka kuitenkin meni epäkuntoon kokeiden ollessa vielä kesken. Tiiviyssmittauksia tehtiin joka toisesta kerroksesta sekä Troxlerilla että volymetrillä 2 – 4 pisteestä riippuen tiivistystason suuruudesta. Välikerroksista tiiviyssaste varmistettiin Troxlerilla.

Kun täyttö oli ulotettu perustustasoon asti, lyötiin perustuksen alle tuleva siirtymävaijeri paikoilleen, jonka jälkeen pinta tasattiin laudalla ja tarkistettiin

pinnan suoruus vesivaa'alla. Tämän jälkeen perustus nostettiin paikoilleen ja tasattiin sekin vaakatasoon. Kun perustus oli saatu asetetuksi paikoilleen, voitiin tehdä upotetuilla perustuksilla lopputäyttö ja muotoilla sekä tiivistää luiska. Löyhemmissä tiiviyssasteissa riitti pelkkä luiskan muotoilu, mutta tiiviimmissä kokeissa jouduttiin luiskan pintaa tiivistämään vielä tärylevyllä. Luiskan tiivistystä varten kehitettiin erillinen vinssisysteemi, jolla voitiin tiivistää vinoa maanpintaa. Luiskan yläpäähän kiinnitettiin teräspalkki, joka tukeutui kehän pystytukiin. Palkkiin kiinnitettiin vinssi, jota pystyttiin liikuttamaan palkkia pitkin vaakasuuntaisesti. Itse vinssi toimi sähkömoottorilla. Vinssistä lähtevä vaijeri kiinnitettiin tiivistysjunttaan ja tiivistys tapahtui siten, että yksi mies käytti vinssiä löysäten, kiristäen ja liikuttaen sitä tarpeen mukaan toisen käyttäessä tiivistysjunttaa. Luiskan tiivistys on esitetty kuvassa 4.9.



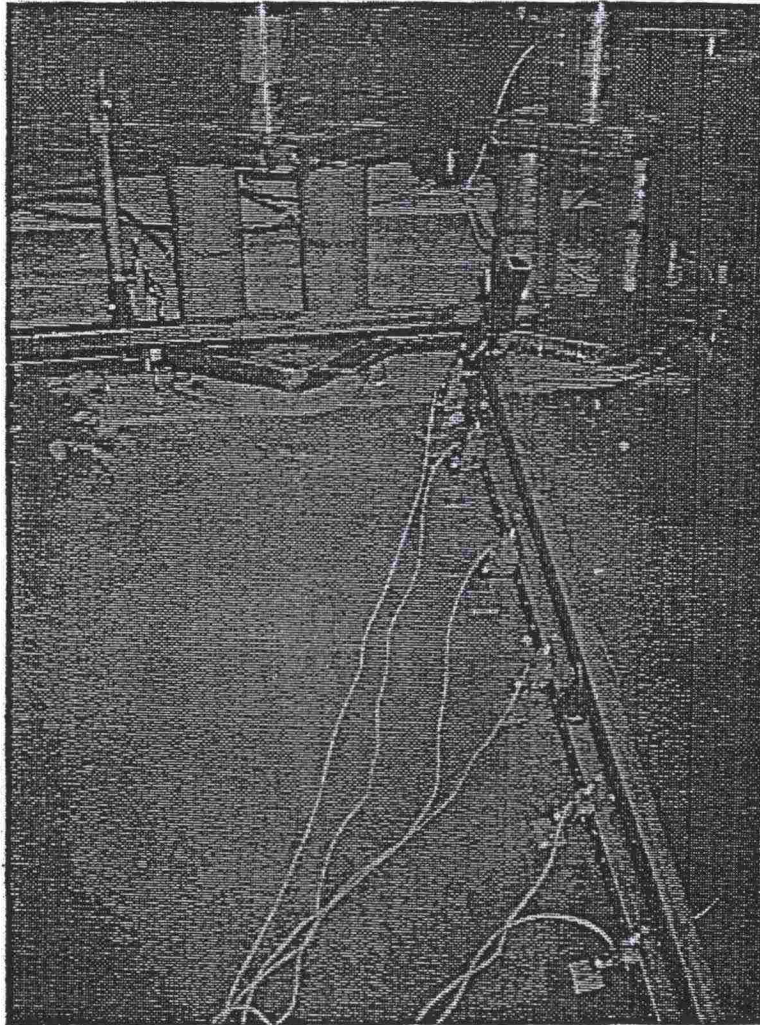
Kuva 4.9

Luiskan tiivistys vinssin ja vaijerin avulla.

Luiskan ollessa riittävän tiivis lyötiin loputkin siirtymävaijerit oikeille paikoilleen ja tasattiin maanpinta laudan avulla. Tämän jälkeen voitiin asettaa päätylevyt, kuormitustunkit sekä kuormitusanturit paikoilleen. Antureita varten kiinnitettiin terästangot perustuksen molempiin päihin sekä luiskan ylä- ja alareunaan, jonka jälkeen voitiin anturit laittaa paikoilleen. Antureiden kärkien alle laitettiin pienihalkaisijaiset alumiinilaput estämään antureiden painuminen maan sisään.

Lopuksi vastapainoina toimivat palkit työnnettiin takaisin paikoilleen ja niihin kiinnitettiin välikappaleet, jotka pienensivät tunkkien ja vastapainojen välimatkaa. Tunkit kiinnitettiin hydraulipumppuun ja antureiden johtojen kiinnitys tarkistettiin. Viimeiseksi vielä hierrettiin luiskan pinta mahdollisimman tasai-

seksi, jotta siitä pystyttiin seuraamaan halkeamien syntymistä. Yleiskuva koejärjestelyistä on esitetty kuvassa 4.10.



Kuva 4.10

*Yleiskuva koejärjestelyistä:
upotettu perustus, päätylevyt,
tunkit sekä voima- ja
siirtymäanturit.*

4.7 Maapohjan tiiviystarkkailut

4.7.1 Käytetty laitteisto

Tiiviiden kontrolloinnissa käytettiin pääasiassa Troxler -tiiviysmittaria sekä vesivolymetria. Kokeiden alkuvaiheessa oli käytössä myös kannettava pudotuspainolaite Loadman, mutta se rikkoutui kokeiden ollessa vielä kesken, eikä sitä käytetty enää koejakson loppupuolella. Seuraavassa on lyhyesti esitelty käytettyjen laitteiden toimintaa ja käyttöä.

Troxler 3430 –kosteuden ja tiheyden mittari /40/

Troxler –kosteus–tiheysmittari on nopea keino määrittää maa–, rakenne– ja kiviainespohjan sekä betonin ja asfaltin tiiviys ja kosteus ilman erillisiä näytekappaleita. Mittarin yleiskuva on esitetty *kuvassa 4.11*. Tiiviydien mittausta Troxler–laitteella perustuu Cesium–137 radioaktiivisen lähteen säteilyn vaimenemiseen materiaalissa. Laitteen pohjassa sijaitsevat anturit tunnistavat gammasäteilyn, jonka koneeseen asennettu mikroprosessori muuntaa kerroksen tiheyslukemaksi. Kosteusarvot laitteella saadaan Americium–241 lähteestä lähteneiden hidastuneiden neutronien määrästä. Mittaustapa on joko suora säteitysmittaus tai gammasäteityksen takaisin–sirona.

Mittarin laitteistoon kuuluvat sekä itse mittari että siihen liittyvä referenssilohko (*kuva 4.11*). Referenssilohkoa käytetään mittaria kalibroitaessa vertailumateriaalina. Tämä on tarpeellista siksi, että mittarin radioaktiivinen lähde heikkenee jatkuvasti, jonka vuoksi kalibrointi on tärkeää tehdä aina samalla materiaalilla. Muita mittarin osia ovat mm. kaavinlevy, jota käytetään testauspaikan valmisteluun ja kairatangon ohjaamiseen maaperään sekä kairatanko, jolla tehdään reikä suoramittausta varten.



Kuva 4.11

*Troxler kosteus–tiheys mittari sekä tarvittavat
lisävarusteet.*

Laitettaessa mittari päälle kytkeytyy automaattisesti 300 sekuntia kestävä "self-test". Testin jälkeen laite on valmiustilassa ja siihen voidaan syöttää alkuarvot sekä tehdä mittauksia. Ennen mittauksia on kuitenkin syytä tehdä laitteen kalibrointi parhaan mahdollisen lukematarkkuuden saavuttamiseksi.

Päivittäinen kalibrointi on hyvin olennainen osa mittauksia, koska laitteen radioaktiivinen lähde tekee jatkuvaa hajoamisprosessia ja sen myötä lähteen teho heikkenee. Kalibroinnissa laite asetetaan referenssilohkon päälle vähintään kolmen metrin päähän pystysuorista seinistä sekä vähintään kymmenen metrin päähän muista radioaktiivisista lähteistä siten, että kahva on metallisen vastinlevyn vastakkaisella puolella. Kalibrointi aloitetaan painamalla "STD" (Standard Count) -näppäintä.

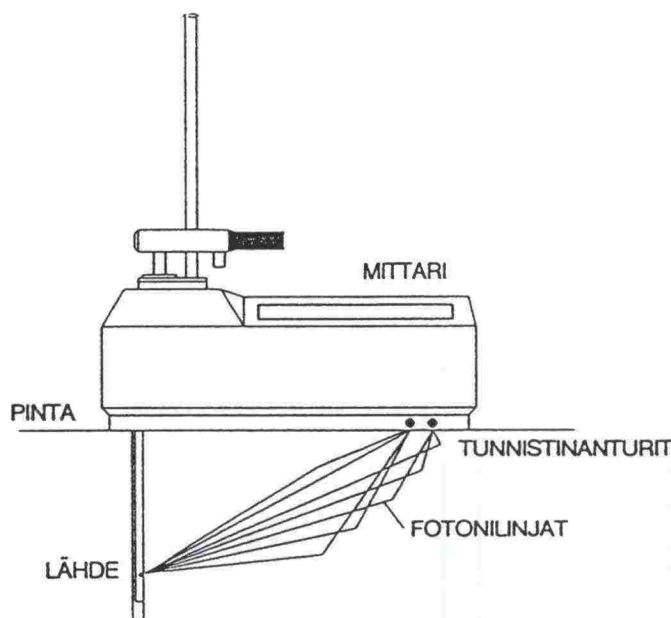
Ennen mittausta syötetään laitteeseen myös mittausaika ja -syvyys sekä maksimikuivatilavuuspaino, mikäli halutaan tiiviysasteille prosenttiarvot. Tilavuuspainon arvo saatiin Proctor-kokeiden tuloksista. Mittausaika vaihtelee yhdestä viiteen minuuttiin ja mitä pidempi aika on, sen tarkempia tuloksia saadaan. Näissä mittauksissa käytettiin yhden minuutin mittausaikaa. Mittaussyvyyyksiä on kaksi, sekä 50 mm että 200 mm, joita molempia käytettiin näissä mittauksissa.

Maapohjan pinnan laadulla on ratkaiseva merkitys tulosten oikeellisuuteen. Tämän vuoksi mittauskohdan valitseminen ja pinnan tasaaminen on tehtävä huolella. Kaavinlevyn avulla maanpinta hierretään tasaiseksi, jonka jälkeen täytetään mahdolliset suurimmat syvennykset tai huokokset ja asetetaan kaavinlevy takaisin paikoilleen. Levyssä olevien reikien läpi tehdään kairatangolla reikä mittarin lähdesauvaa varten. Reiän syvyys määräytyy mittaussyvytyden perusteella, joita on kaksi, joko 50 mm tai 200 mm. Kairareikä tehdään vähintään 50 mm syvemmäksi kuin aiottu mittaussyvyys. Kairatanko nostetaan nostolaitetta apuna käyttäen varovasti ulos reiästä ja mittari asetetaan reiän päälle. Lähdesauva työnnetään määräsyvyyteen ja laitetta siirretään varovasti reiän seinämää vasten riittävän kontaktin saamiseksi maan kanssa. Mittaus aloitetaan "START" -näppäimestä.

Mittausajan kuluttua umpeen voidaan mittautulokset lukea laitteen näytöltä. Tuloksissa ilmoitetaan kostea- ja kuivatiheys, tiiviysprosentti (mikäli Proctor-tiiviys annettu), kosteus ja kosteusprosentti sekä huokoisuus ja huokosluku.

Tiiviysasteen mittaus Troxlerilla on helppoa ja nopeaa. Ongelmia aiheuttaa kuitenkin maalajin kivisyys, jonka vuoksi esimerkiksi mittausreiän valmistelu on hankalampaa. Lisäksi tasaisen maanpinnan löytäminen on hienorakeista maalajia vaikeampaa.

Troxler -mittausten tuloksissa esiintyi hajontaa mittauspisteestä riippuen. Tämä hajonta voi johtua laitteen mittaustavasta. Mitattaessa pintaa syvemmältä laite käyttää suoraa säteitysmittausta (kuva 4.12), joka perustuu radioaktiivisen säteilyn vaimentumiseen säteilylähteen ja tunnistinantureiden välillä. Mikäli tällä välillä on useita kiviä, saattaa säteily vaimentua normaalia enemmän ja laite antaa tiiviysasteeksi todellista suuremman arvon.



Kuva 4.12

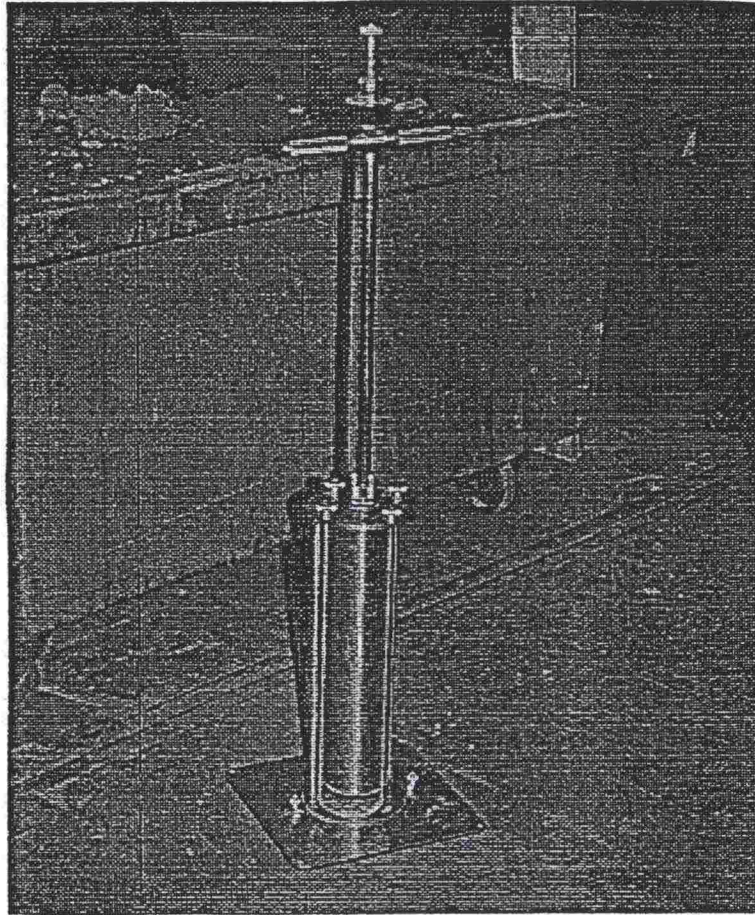
Suora säteitysmittaus.

Mittaustulosten hajonnan vuoksi otettiin kokeiden aikana käyttöön myös useamman suunnan mittausmenetelmä. Useamman suunnan mittaus perustui tielaitoksen ohjeeseen /39, 41/, jossa suositellaan mittaus kolmessa eri mittarin asennossa tulosten suuren hajonnan vuoksi. Samasta reiästä eri suuntiin mitattaessa syntyi tuloksissa kuitenkin huomattavaa hajontaa, jopa 10 %. Yleensä reunaan päin mitattaessa tuli suurempia tuloksia kuin keskelle päin mitattaessa. Tämän voidaan olettaa johtuvan seinän aiheuttamasta heijastuksesta (vrt. kalibrointi vähintään 10 metrin päässä pystyseinistä). Mittausjärjestyksellä ei tulosten vaihtelun kannalta ollut väliä: sekä ensimmäinen että toinen mittaus saattoi olla suurempi.

Troxler-mittausten virhelähteenä voi olla myöskin reiän lyöntivaiheessa tielle osuneet kivet, joita ohitettaessa syntyy reikään ilmaonkalo. Laite tulkitsee tämän onkalon huokostilavuudeksi ja tämän vuoksi tiiviiden arvot saattavat olla todellisuutta pienempiä.

Vesivolymetri /37/

Tiiviiden määrittäminen volymetrillä tapahtuu yksinkertaistetusti kaivamalla maainesta näytekohdasta kuopallinen ja mittaamalla tämän massa sekä kaivetun kuopan tilavuus. Tarvittava laitteisto volymetrimittauksiin on volymetri pohjalevyineen, välineet kuopan kaivamista ja pohjan tasaamista varten sekä vaaka ja kuivatusuuni. Volymetri on esitetty kuvassa 4.13.



Kuva 4.13 Vesivolymetri.

Mittaus aloitetaan asettamalla volymetri tasaiselle alustalle pohjalevyn kanssa ja lukemalla alkulukema. Tätä ennen on volymetri täytettävä vedellä ja tarkistettava ettei siinä esiinny vesivuotoja. Alkulukemaa varten pumpataan ilmaa kunnes paine on noin 30 kN/m^2 . Ilmanpaine luetaan laitteessa olevasta manometrista ja sylinterin asteikolta luetaan alkulukema, joka merkitään muistiin. Tämän jälkeen pohjalevy ja volymetri irroitetaan toisistaan ja volymetri nostetaan pois. Pohjalevyn kautta kaivetaan tilavuudeltaan noin litran suuruinen kuoppa ja otetaan kaikki aines mahdollisimman tarkkaan talteen. Volymetri asetetaan takaisin paikoilleen ja painetaan ilmaa kuoppaan noin 30 kN/m^2 paineella. Sylinterin mitta-asteikolta luetaan loppulukema. Kuopan tilavuus saadaan loppulukeman ja alkulukeman erotuksena ja maakerroksen irtotiheys taas massan ja tilavuuden osamääränä. Kuivatun näytteen avulla voidaan laskea näytteen kuivatilavuuspaino ja tämän perusteella määrittää tiivisyprosentti mikäli Proctor-tiiviyys tunnetaan.

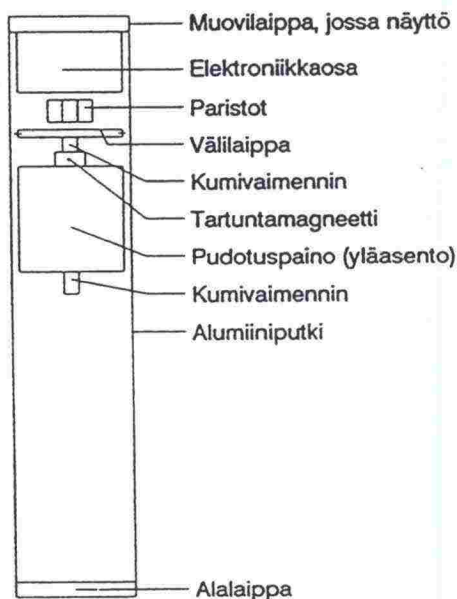
Vesivolymetrillä tiiviyksiä mitattaessa oli ongelmana kumisukan painamisvaihe. Painaminen tapahtui laitteesta johtuen nykien ja paineen asettaminen

tarkkaan 30 kN/m^2 kohdalle osoittautui vaikeaksi. Maalajin kivisyydestä johtuen paineen tulisi olla $30 - 40 \text{ kN/m}^2$ välillä, jotta kumisukka pystyisi tunkeutumaan paremmin kivien aiheuttamiin koloihin, mutta näin suuren paineen käyttö aiheutti pohjalevyn irtoamisen maasta.

Volymetrikokeissa muodostui ongelmaksi myös kivien paljous näytekupissa. Yleinen näytekupin tilavuus oli n.1,5 litraa ja mikäli tähän määrään sisältyi paljon kiviä, nosti se automaattisesti tilavuuspainoa ja sen myötä tiivisyprosenttia.

Kannettava pudotuspainolaite Loadman /16/

Loadman on VTT:n kehittämä versio pudotuspainolaitteesta, jota voidaan käyttää esimerkiksi työmaaolosuhteissa tiivysasteen kontrollointiin. Laitteen toiminta perustuu putoavan painon aiheuttamiin painumiin tietyllä säteellä laitteen pohjalevystä. Laitteen rakenne on esitetty kuvassa 4.14.



Kuva 4.14

Kannettavan pudotuspainolaitteen kaaviokuva.

Mittaus pudotuspainolaitteella tapahtuu seuraavasti:

- 1) Laitetaan virta päälle valkoisesta nappulasta. Laitetta kallistetaan kantokahvojen avulla siten, että pudotuspaino liukuu putken yläosaan ja tarttuu tartuntamagneettiin.
- 2) Laite asetetaan mittauspaikalle pystysuoraan. Erityisen tärkeää on, että pohjalevy lepää koko pinnallaan maata vasten, koska muutoin pintapaine

kasvaa mittauksen aikana suuremmaksi kuin vakio pintapaine. Samoin on vaarana laitteen heilahtaminen mittauksen aikana, joka saattaa johtaa virheelliseen mittaustulokseen.

3) Mittaus tehdään painamalla punaista nappulaa. Pudotuspaino putoaa alas ja laitteen näytölle ilmestyy E_1 -moduuli (MPa), painuma (mm), kuormitus aika painuman huippuun (ms) sekä elastisuusindeksi (=palautuva taipuma / kokonaistaipuma*100). Tämän jälkeen tehdään toinen mittaus samasta kohdasta edellä luetelluin toimenpitein, jonka jälkeen voidaan lukea E_2 -moduuli, painuma ja E-moduulien suhde (E_1/E_2).

E-moduulien suhteen perusteella voidaan arvioida maakerroksen tiiviysastetta. Mikäli suhdeluku on tasan yksi, on materiaali täysin jäykkää, ts. materiaali ei tiivistynyt ensimmäisellä kuormituskerralla, eikä sen kimmomodulaali kasvanut. Lähes näin pitäisi tapahtua esimerkiksi betonilaatan päällä. Mitä pienempi E-moduulien suhdeluku on, sitä enemmän E-moduuli on kasvanut toisella mittauksella. Näin pitäisi käydä esimerkiksi löyhällä maakerroksella, joka tiivistyy ensimmäisellä mittauksella ja toisella kerralla muodonmuutosmoduuli on jo kasvanut suuremmaksi.

Laitteella on mahdollista mitata painumia n. 0–10 mm:iin. Mikäli mitta alue ylittyy, tulee näyttöön ###. Tällöin mittaus on tehty erittäin huonolla ja painuvalla alustalla. Näin voi käydä esimerkiksi, jos pintakerros on jostain syystä päässyt löyhtymään. Tällaisissa tapauksissa voidaan käyttää isompaa pohjalevyä, joka tasaa pintapaineen laajemmalle alueelle.

Kannettavalla pudotuspainolaitteella ei juuri saatu johdonmukaisia tuloksia. E-moduulien suhde näytti hyvin usein yli yhtä, joka saattoi johtua testipaikan löyhtymisestä ensimmäisen mittauksen jälkeen. Löyhemmän tiiviysasteen kokeissa mitta alue saattoi ylittyä jo ensimmäisellä kerralla. Näissä kokeissa käytettiin suurempaa pohjalevyä, jolloin saatiin parempia tuloksia. Ongelmana oli tällöin kuitenkin tasaisen mittaustapaikan löytäminen maalajin kivisyydestä johtuen.

4.7.2 Tiiviysmittausten tulokset

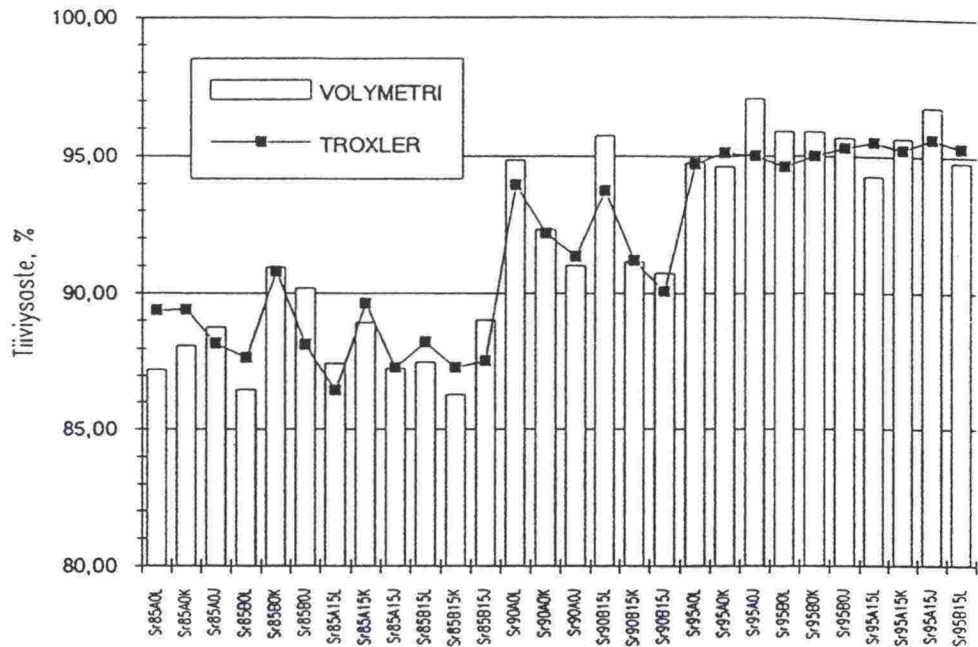
Maapohjan tiiviysastetta kontrolloitiin pääasiallisesti Troxlerilla ja vesivolymetrillä. Lisäksi kokeiden alkuvaiheessa käytettiin kannettavaa pudotuspainolaitetta, kuitenkin lähinnä laitteen testausmielessä. Tiiviysmittausten tulokset kokeittain on esitetty taulukossa 4.4. Yksittäisen kokeen tiiviysaste on kaikkien mittaustapainien ja -kerrosten keskiarvo. Kokeesta riippuen on tiiviiden arvoja mitattu n. 5 – 15 pisteessä, joiden keskiarvo kokeen maapohjan tiiviysaste on.

Taulukossa 4.4 on esitetty lisäksi kunkin kokeen tiiviysasteiden keskihajonta. Etenkin volymetrin mittaustuloksissa esiintyy suuriakin keskihajonnan arvoja (esimerkiksi Sr85B0L), jolloin tiiviysasteen arvoon on syytä suhtautua varoen. Taulukon 4.4 arvot on esitetty lisäksi kuvassa 4.15.

Taulukko 4.4

Tiivysmittausten tulokset kokeiden keskiarvoina sekä keskihajonnat.

KOE	TIIVIYSASTE (%)		KESKIHAJONTA	
	VOLYMETRI	TROXLER	VOLYMETRI	TROXLER
Sr85A0L	87,23	89,37	2,14	2,33
Sr85A0K	88,12	89,40	2,41	1,75
Sr85A0J	88,77	88,19	3,62	1,19
Sr85B0L	86,46	87,68	4,85	1,52
Sr85B0K	90,96	90,81	2,32	2,07
Sr85B0J	90,18	88,13	0,42	2,20
Sr85A15L	87,47	86,44	2,70	1,23
Sr85A15K	88,94	89,63	3,31	2,06
Sr85A15J	87,28	87,32	1,86	1,86
Sr85B15L	87,50	88,23	3,19	1,20
Sr85B15K	86,29	87,30	2,50	1,97
Sr85B15J	89,03	87,56	1,12	2,70
Sr90A0L	94,84	93,98	2,60	1,95
Sr90A0K	92,33	92,19	2,52	1,28
Sr90A0J	91,03	91,36	2,18	1,87
Sr90B15L	95,75	93,75	0,91	1,77
Sr90B15K	91,17	91,21	2,00	1,35
Sr90B15J	90,75	90,07	1,44	1,37
Sr95A0L	94,76	94,72	2,61	2,25
Sr95A0K	94,62	95,12	1,61	1,16
Sr95A0J	97,06	94,99	1,84	1,17
Sr95B0L	95,87	94,60	1,07	2,30
Sr95B0K	95,87	94,99	3,92	2,10
Sr95B0J	95,66	95,30	2,19	2,25
Sr95A15L	94,27	95,51	2,85	2,27
Sr95A15K	95,65	95,22	3,22	2,00
Sr95A15J	96,78	95,62	0,01	1,08
Sr95B15L	94,79	95,29	2,69	1,77
Sr95B15K	96,39	95,14	1,07	1,18
Sr95B15J	97,55	95,28	0,35	1,15



Kuva 4.15

*Troxler- ja volymetriitiivysmittausten tulokset kokeit-
tain.*

Kun tiivysmittausten tuloksia tarkastellaan, havaitaan, että Troxlerilla mitatut tiiviydet vastaavat melko hyvin volymetrillä mitattuja tiiviyksiä. Volymetrillä mitatut tiiviyden arvot ovat kuitenkin hieman suurempia kuin Troxlerilla mitatut tiiviydet. Todennäköisenä syynä tähän on volymetrikokeen kuopan suuri kivien määrä.

Löyhän tiivysasteen kokeissa ei ole pystytty pysymään maapohjan tiivistavoitteessa, vaan jo yhden tiivistyskerran jälkeen on tiivysaste saattanut nousta jopa 90 %:iin. Keskitiiviissä sorassa on tiiviydet nousseet myöskin tavoitetta korkeammalle. Tiiviillä soralla on tiivistavoite toteutunut hyvin.

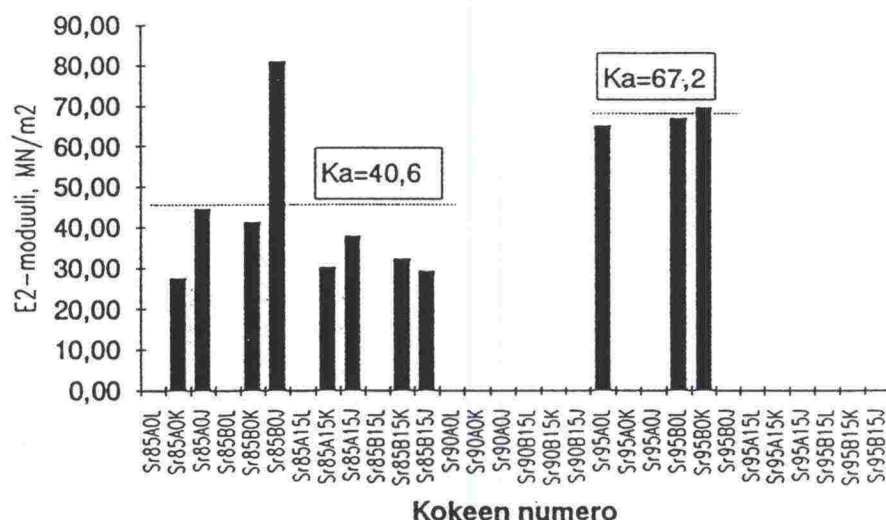
Kannettavalla pudotuspainolaitteella Loadmanilla tehtiin tiivysmittauksia koesarjan alkupuolella. Näiden kokeiden E_2 -moduulien arvot on esitetty kuvassa 4.16. Moduuli E_2 on toisen pudotuskerran muodonmuutosmoduulin arvo, joka määritellään kaavasta 50:

$$E = 1,5 \frac{p a}{s} = \frac{k_{kp}}{s} \quad (50)$$

missä

- p = pintapaine, kN/m^2
 a = kuormituslevyn säde
 s = mitattu painuma
 k_{kp} = 1,5 pa

Muodonmuutosmoduulin perusteella on mahdollista tehdä johtopäätöksiä maakerroksen tiivysasteesta. Vähäisten kokeiden määrästä johtuen ei tässä tutkimuksessa voida kuitenkaan arvioida maapohjan tiivysastetta muodonmuutosmoduulin perusteella.



Kuva 4.16 Loadman-mittausten E_2 -moduulien arvot.

4.8 Yksittäinen koe

Kokeen aluksi tarkistettiin voima- ja siirtymäanturien kiinnitys sekä siirtymäanturien liikkumavarat. Ennen rekisteröintiohjelman käynnistystä käynnistettiin hydraulipumppu. Näin eliminoitiin pumpun käynnistämisen aiheuttaman jännityshuipun vaikutus luettuihin jännitelukemiin. Rekisteröintiohjelman toimintaa on kuvattu aikaisemmin kappaleessa 4.5.

Yksittäisen kokeen kuormitus tehtiin portaittain käyttäen lähtökohtana oletettua murtokuormaa. Kuormitusta nostettiin vähintään kymmenen minuutin portaissa siten, että ensimmäinen porras oli 0,4 x laskennallinen murtokuorma ja sen jälkeen 0,6, 0,8 ja 1,0 x murtokuorma. Mikäli maapohjassa ei tapahtunut plastisoitumista tai murtoa ennen tämän kuormitusvaiheen päättymistä tehtiin palautusvaihe, jossa kuorma laskettiin nolnaan viidentoista minuutin ajaksi. Lepovaiheen jälkeen kuorma nostettiin kymmenen minuutin aikana takaisin murtokuormaan ja tästä eteenpäin 1,5, 2,0, 2,5 x murtokuorma kunnes maapohjassa tapahtui murtuminen. Murtokohdan lähestyessä hidastettiin kuormitusta ja seurattiin maapohjan painumakäyttäytymistä. Mikäli painumat kasvoi kuorman kasvamatta oli maaperä saavuttanut plastisen tilan ja

lähestyi murtoa. Kun maapohjan murto tapahtui, kasvoi painumat niin nopeasti, ettei kuormitustunkit pystyneet lisäämään kuormaa samaa vauhtia. Tämä vaihe näkyy kuormitus-painuma -kuvaajassa käännepisteenä, jossa painumat jatkavat kasvamista ja kuormitus vähenee.

Kokeen aikana pidettiin kuormituspöytäkirjaa, johon merkittiin kokeen aikaiset havainnot. Kuormituksen aikana maapohjaa tarkkailtiin silmämääräisesti ja pyrittiin rekisteröimään ensimmäiset halkeamat ja murtokuorma. Mikäli kokeessa tapahtui jotain muuta erityistä, merkittiin myös tämä ylös. *Liitteessä 3* on mallina kokeen Sr85B15K kuormituspöytäkirja.

Harjoituskokeissa laskennallisena murtokuormana käytettiin Bishopin liukupintamenetelmällä saatuja kantokyvyn arvoja, mutta ne osoittautuivat niin paljon todellisia kantokyvyn arvoja pienemmiksi, että kuormitusportaina jouduttiin käyttämään muita lähtökohtia. Kokeiden alkuvaiheessa kuormitusportaina käytettiin Rantaniemen diplomityöstä /27/ saatuja arvoja, mutta niistä luovuttiin myöhemmin, koska niitä käyttäen murtokuorma saatettiin saavuttaa joko ennen palautusvaihetta tai paljon sen jälkeen. Tämä johtui siitä, ettei tasaisen maan koesarjan tulokset olleet täysin loogisia ja epä johdonmukaisuudet saattoivat kertautua näissä kokeissa. Lopulta päädyttiin käyttämään kuormitusportaiden lähtökohtana Ballan teorian tuloksia arvioidulla luiskan kaltevuuskertoimella kerrottuna. Nämä lähtöarvot osoittautuivat hyviksi kuormitusportaiden arvoiksi. Ballan teorian arvioidut luiskan kaltevuuskertoimet perustuivat Puolassa suoritettuihin tutkimuksiin /42/, joissa oli saatu seuraavat arvot luiskan kaltevuuskertoimille:

$\beta = 10^\circ$	→	$k = 0,82$
$\beta = 20^\circ$	→	$k = 0,55$
$\beta = 30^\circ$	→	$k = 0,30$

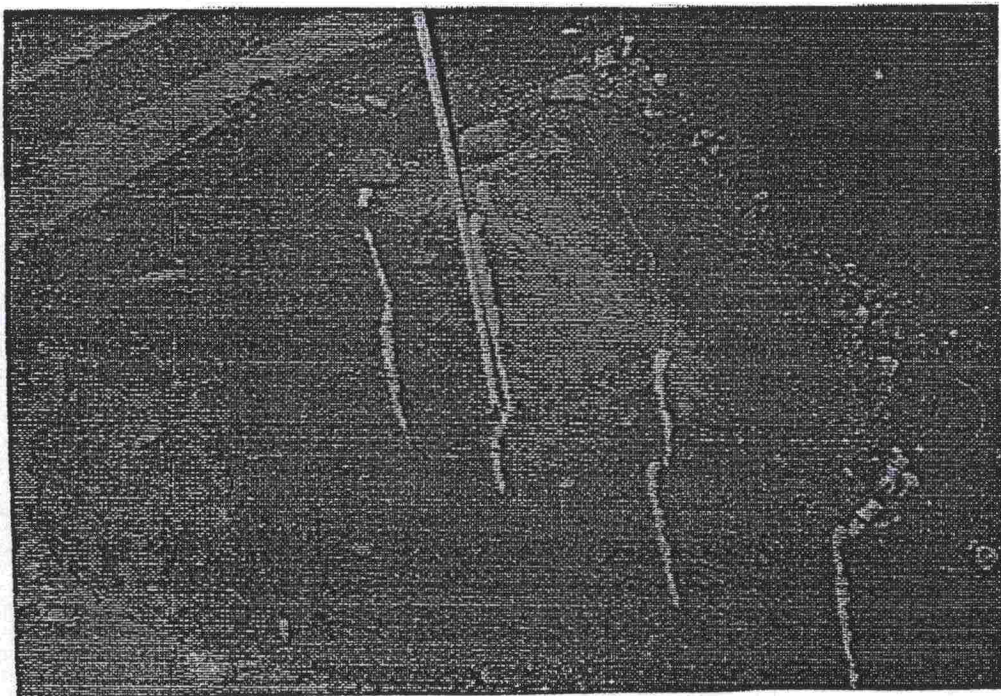
Näiden arvojen perusteella valittiin kuormitusportaita varten seuraavat kaltevuuskertoimet:

$\beta = 15^\circ$	→	$k = 0,7$
$\beta = 22,5^\circ$	→	$k = 0,5$
$\beta = 30^\circ$	→	$k = 0,3$

Kun murtokuorma oli saavutettu, voitiin mittauslaitteisto ja perustus purkaa pois. Liukupinnan hakemista varten kaivettiin maata siirtymävaijereiden vierestä varoen liikuttamasta itse vaijereita. Kaivua jatkettiin niin syvälle, että löydettiin liukupinnan kulku maan sisällä. Liukupinnan varmin tunniste oli vaijerin siirtyneet sähköputken palaset, jotka muodostivat selvän linjan murtopintaa myöten. Tiiviimmän maalajin kokeissa liukupinnan tunnisti myös murtopinnan yläpuolella olevan maan löyhtymisestä: liukupinnan alapuolella

maa oli huomattavasti kovempaa ja tiiviimpää. Kuvassa 4.17 on esiinkaivettu liukupinta, jossa liikkuneet putken palaset erottuvat hyvin selvästi. Vasemmanpuoleisin vaijeri on perustuksen alapuolelle sijoitettu ja sitä seuraavat luiskaan ulospäin.

Jokaisesta kokeesta kirjattiin ylös liikkuneiden putken palasten syvyys ja vaakasijainti sekä liukupinnan ja maanpinnan leikkauspiste. Näiden perusteella pystyttiin hahmottelemaan liukupinnan muotoa.



Kuva 4.17

Esiinkaivettu liukupinta.

5 KUORMITUSKOKEIDEN TULOKSET JA NIIDEN TULKINTA

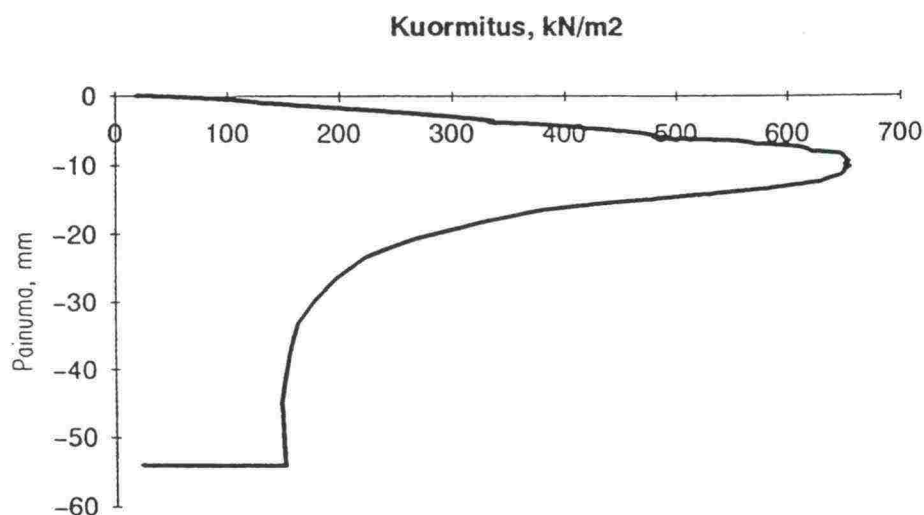
5.1 Yleistä

Seuraavissa kappaleissa esitellään kuormituskokeista saadut kantokyvyn arvot ja vertaillaan niitä tasaisen maan koesarjassa saatuihin tuloksiin. Lisäksi tuloksia vertaillaan kantokyvyn laskennallisiin arvoihin ja teorioita vertaillaan keskenään. Kuormitus-painuma -kuvaajien ja maanpinnan käyttäytymisen avulla arvioidaan kokeiden rajakuormia ja esiinkaivettuja liukupintoja verrataan teoreettisiin liukupintoihin. Jakson lopussa on vielä tutkittu perustusten painumista ja verrattu niitä laskennallisiin arvoihin.

Tulosten yhteydessä käytetyt kokeiden nimitykset on esitetty kappaleessa 4.3.

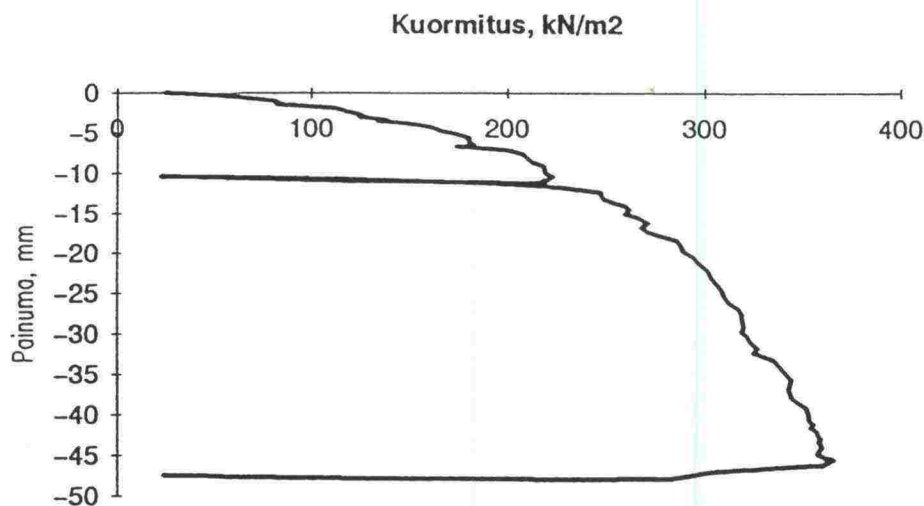
5.2 Murtokuorman määrittäminen

Kuormituskokeissa oli havaittavissa kaksi selvää toisistaan erottuvaa murto-tapaa. Keskitiiviin ja tiiviin maaperän murtuminen tapahtui yhtäkkisesti ja kuormitus-painuma -kuvaajan muoto oli hyvin selkeä (kuva 5.1). Löyhän maaperän kokeissa ei murtokohdan havaitseminen ollut yhtä yksiselitteistä: maapohjan tiivistyminen saattoi jatkua niin pitkälle, että perustuksen siirtymä-anturien liikevarat jo loppuivat eikä maapohja ollut saavuttanut vielä selvää murtoa. Näiden kokeiden kuormitus-painuma -kuvaaja oli kuvan 5.2 mukainen ja murtokuorman suuruus on osittain kiinni lukutavasta.



Kuva 5.1

Tiiviin maapohjan murtumistapa.



Kuva 5.2 Löyhän maapohjan murtumistyyppi.

Murtokuorma on kuvan 5.1 mukaisissa tapauksissa sama kuin maksimikuorma kuormitus-painuma -kuvaajalta. Tuloksen arvo on lisäksi tarkistettu kuormituskokeen tulostiedostosta.

Löyhän maapohjan murtokuorma on määritetty kuormitus-painuma -kuvaajalta siten, että se on rajakuorman jälkeen kuvaajan seuraava taitepiste. Arvo on tarkistettu lisäksi kokeen tulostiedostosta. Murtokuorman arvo on riippuvainen jonkin verran lukijasta ja sen vaihteluväli voi olla n. 50 kN/m².

Sekä tiiviin että löyhän maapohjan murtokuormia on tarkistettu siten, että painumat ovat järkevässä suhteessa toisiinsa ja perustuksen leveyteen.

5.3 Koekuormitusten tulokset

5.3.1 Tulokset kokeittain

Jokaisen yksittäisen kokeen kuormitus-painuma -kuvaaja on esitetty liitteessä 4. Käyriin on merkitty murtokuorma, ensimmäinen havaittu halkeama sekä kuormitus-painuma -kuvaajalta arvioitu rajakuorma. Kuormituksen suuruus ensimmäisen havaitun halkeaman kohdalla on useimmiten lähellä murtokuorman arvoa, eikä kaikissa kokeissa ole pystytty erottamaan halkeamien syntyä murtokuormasta.

Kuormituskokeiden tulokset kokeittain sekä kustakin kokeesta mitatut todelliset tiivysasteet ja painumat on esitetty taulukossa 5.1. Taulukossa on esitetty lisäksi tasaisen maan koesarjan tulokset. Taulukon murtokuorman arvot todellisen tiivysasteen funktiona on esitetty kuvissa 5.3–5.5 jaoteltuna perustustyyppin mukaan. Perustustyypeillä A0 ja B15 on esitetty kolme kantokyvyn arvoa ja perustustyypeillä A15 ja B0 kaksi kokeiden lukumäärästä

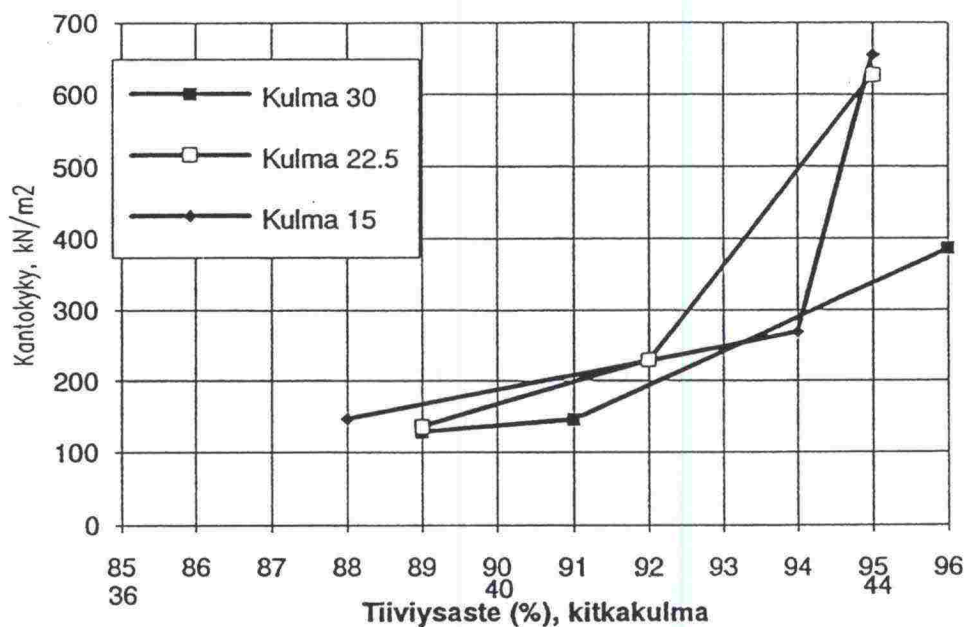
johtuen. Jokaisessa kuvassa on esitetty saman perustustyyppin koe-
kuormitusten arvot kaikilla luiskien kaltevuuksilla.

Löyhän maapohjan kuormitustuloksia tarkasteltaessa on otettava huomioon
maapohjan tavoiteteiivysastetta suurempi tiiviyden arvo. Koska jo ensimmäi-
sellä tiivistyskerralla saavutettiin usein tavoiteteiivyyttä 85% suurempi arvo, oli
tiivistystavoitteessa mahdotonta pysyä. Löyhän maapohjan kokeissa on kuiten-
kin kaikissa samansuuntainen tiiviyden arvo, jonka johdosta niiden keskinäi-
nen vertailu on mahdollista. Koska löyhän maapohjan tiivysarvot ovat nous-
seet tavoitetta korkeammalle, on löyhän ja keskitiiviin maapohjan kokeilla
aiottua pienempi maapohjan tiiviysero. Tuloksista voidaan kuitenkin havaita,
että keskitiiviin maapohjan kokeilla on saavutettu löyhää maapohjaa suurem-
mat kantavuuden arvot. Lisäksi keskitiiviillä maapohjalla murtumistapa vastaa
lähinnä tiiviin maapohjan yhtäkkistä murtoa, kun taas löyhän maapohjan
kokeilla ei ole saavutettu selvää murtoa.

Taulukko 5.1

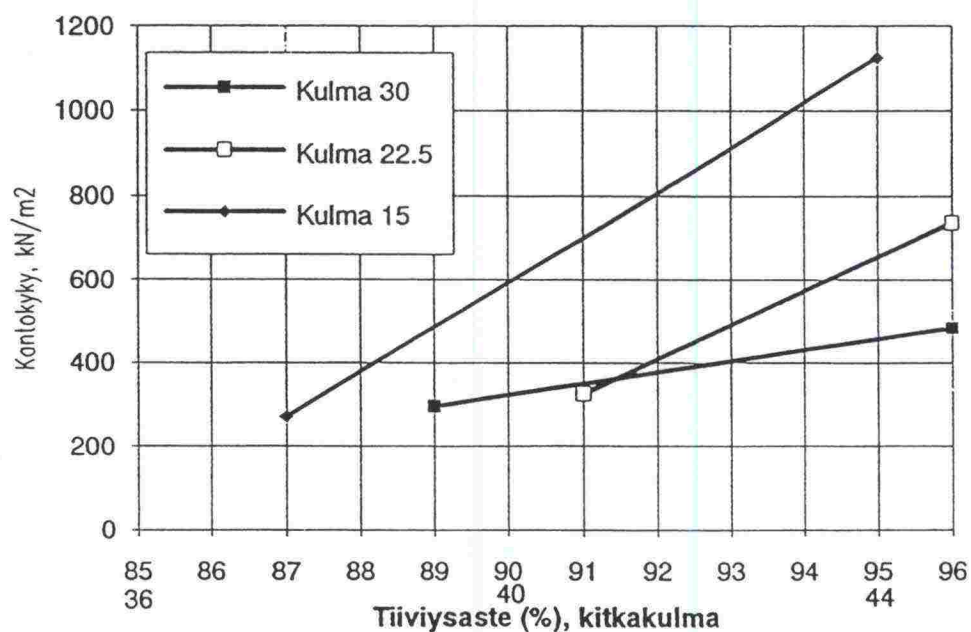
Koekuormitusten tulokset sekä yksittäisestä ko-
keesta mitattu tiivysaste ja murtohetken painuma.

KOE	q_m kN/m ²	D %	S mm	KOE	q_m kN/m ²	D %	S mm	KOE	q_m kN/m ²	D %	S mm
Sr85A0	295	88	15	Sr90A0	540	92,5	10,5	Sr95A0	1360	98,5	8
Sr85A0L	147	88	15	Sr90A0L	269	94	10	Sr95A0L	655	95	20
Sr85A0K	136	89	11	Sr90A0K	229	92	9	Sr95A0K	627	95	9
Sr85A0J	128	89	9	Sr90A0J	146	91	6	Sr95A0J	385	96	4
Sr85B0	415	89	38					Sr95B0	1870	98	26
Sr85B0L	272	87	22					Sr95B0L	1125	95	15
Sr85B0K	326	91	14					Sr95B0K	737	96	16
Sr85B0J	297	89	17					Sr95B0J	483	96	10
Sr85A15	600	88,5	23					Sr95A15	1700	96,5	15
Sr85A15L	268	87	15					Sr95A15L	809	95	19
Sr85A15K	278	89	19					Sr95A15K	875	95	8
Sr85A15J	385	87	10					Sr95A15J	785	96	9
Sr85B15	600	88	43	Sr90B15	1170	92	38	Sr95B15	2420	96	32
Sr85B15L	372	88	29	Sr90B15L	656	94	32	Sr95B15L	1373	95	32
Sr85B15K	297	87	25	Sr90B15K	356	91	23	Sr95B15K	954	96	20
Sr85B15J	364	88	21	Sr90B15J	293	91	24	Sr95B15J	1067	96	13



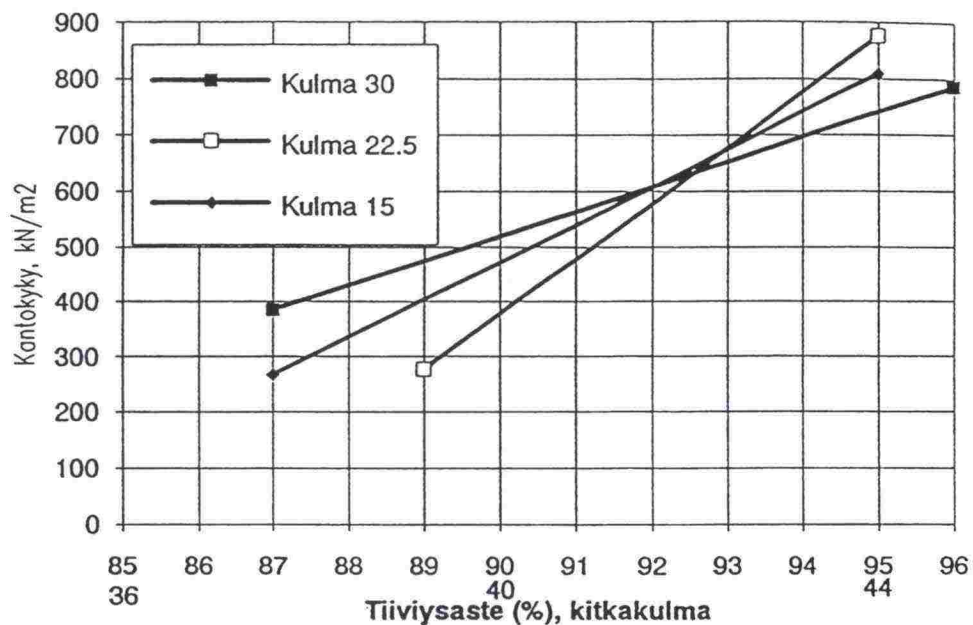
Kuva 5.3

Perustustyyppin A0 kokeissa saavutetut kantokyvyn arvot kokeen todellisen tiiviysasteen funktiona.



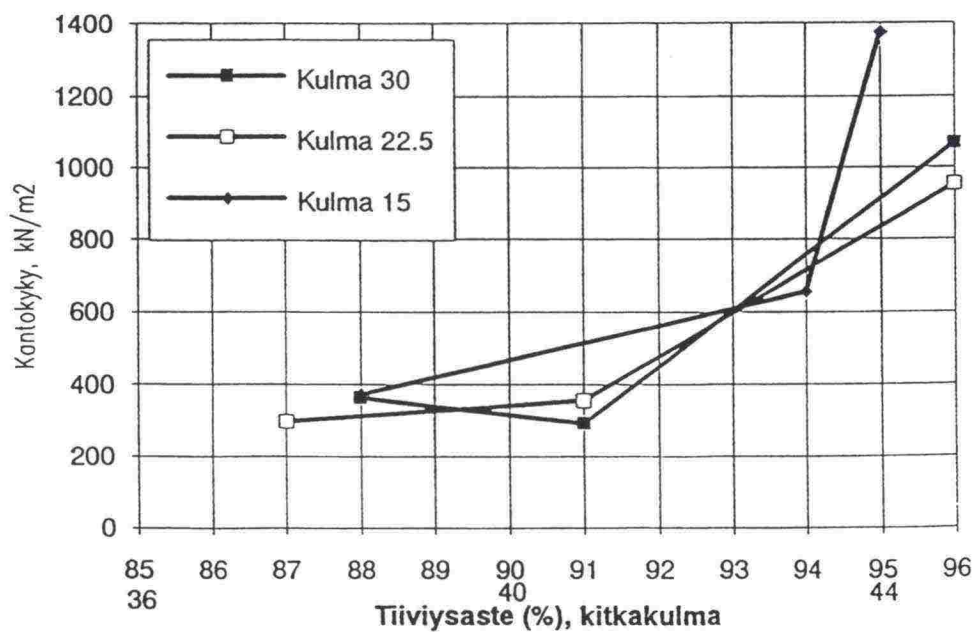
Kuva 5.4

Perustustyyppin B0 kokeissa saavutetut kantokyvyn arvot kokeen todellisen tiiviysasteen funktiona.



Kuva 5.5

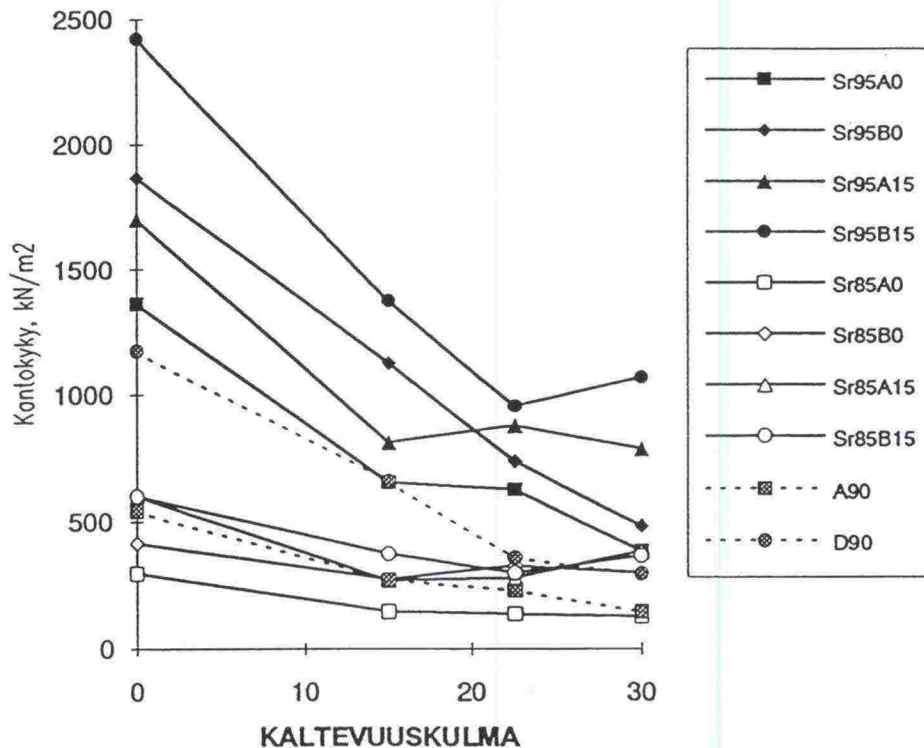
Perustustyyppi A15 kokeissa saavutetut kantokyvyn arvot kokeen todellisen tiiviysasteen funktiona.



Kuva 5.6

Perustustyyppi B15 kokeissa saavutetut kantokyvyn arvot kokeen todellisen tiiviysasteen funktiona.

Kuvassa 5.7 on esitetty kaikkien kokeiden kuormitustulokset luiskan kaltevuuden funktiona. Kokeen todellista tiiviysastetta ei ole otettu huomioon, vaan esityksessä on noudatettu kokeiden nimeämisjärjestystä.



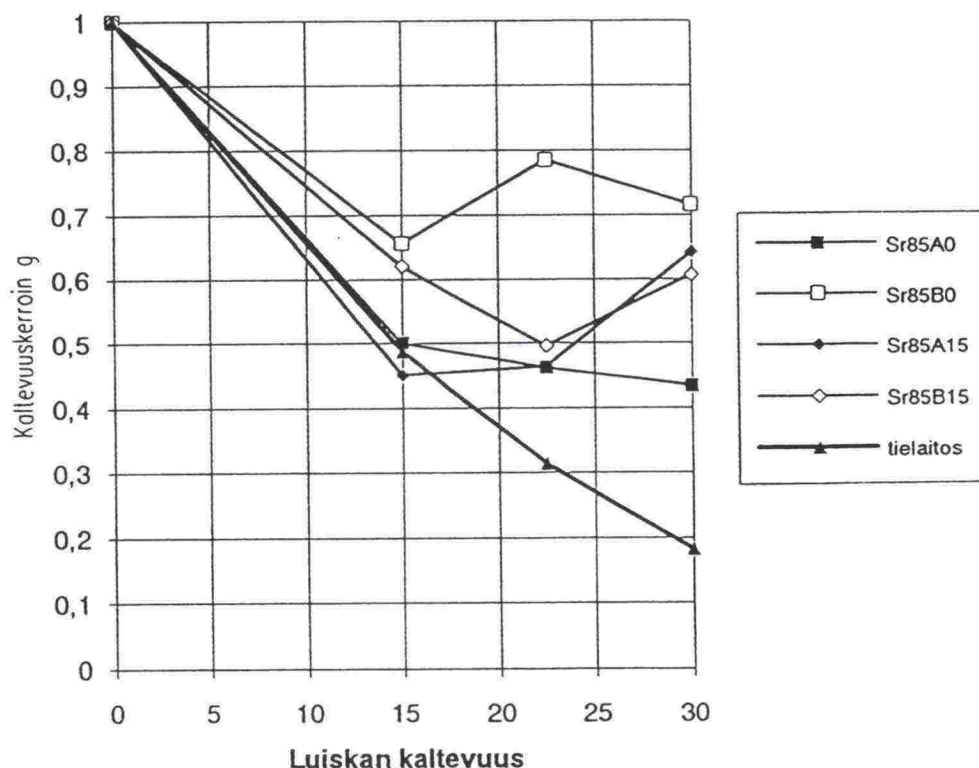
Kuva 5.7 Kuormituskokeiden tulokset luiskan kaltevuuskulman funktiona.

Koekuormitusten tuloksissa on joitakin epävarmoja kokeita, joiden tulosten tulkinnassa voi tulla epäselvyyksiä:

- **Sr85A0L ja Sr85A15L:** Perustuksen päällä olevien antureiden liikevarat loppuivat ennen selvää murtokuormaa. Mikäli liikevarat olisivat olleet pidemmät, saattaisi murtokuorma olla suurempi. Perustuksen painumat olivat kuitenkin tässä vaiheessa jo niin suuret, että rakenne oli menettänyt jo käyttökelpoisuutensa.
- **Sr95A15J:** Murtokuorman arvo voi lukutavasta johtuen olla todellista suurempi.
- **Sr85A0J:** Mittausjärjestelyissä on saattanut tapahtua virhe, koska kuormitus-painuma kuvaajan mukaan kokeessa olisi ollut kaksi palautusvaihetta, johon ei kuitenkaan löydy selitystä.
- **Sr95B15J:** Ensimmäinen koe, josta rekisteröinnistä löytyi jälkeinpäin virhe. Tulokset on korjattu jälkeinpäin laskennallisesti oikeiksi ja tulos on epävarma.
- **Sr90B15K:** Tulos on epäilyttävän pieni. Kokeen maapohjan tiiviys ei ole ollut ehkä homogeeninen tai tiiviys on mitattu väärin.

5.3.2 Vertailu tasaisen maan tuloksiin

Kuormitustulosten vertailussa tasaisen maan arvoihin on jaotteluna käytetty maapohjan tiiviysastetta. Tulokset on esitetty suhteina "kuormitustulos/-tasaisen maan tulos", jolloin suhdeluvuista voi suoraan arvioida maanpinnan kaltevuuden vaikutusta koetulokseen. Tässä yhteydessä käytetään tälle suhdeluvulle nimitystä luiskan kaltevuuskerroin tai lyhyesti kaltevuuskerroin. Luiskan kaltevuuskertoimet tiiviysasteen mukaan jaoteltuna on esitetty *kuissa 5.8–5.10*. Kuvissa on esitetty lisäksi tielaitoksen ohjeen /38/ mukaiset luiskan kaltevuuskertoimet. Kuvien yhteenveto on esitetty *taulukossa 5.2*, jossa on esitetty kunkin maapohjan tiiviysasteen ja kaltevuuskulman luiskan kaltevuuskertoimien keskiarvot. Lisäksi taulukossa on esitetty kunkin keskiarvon keskihajonta.

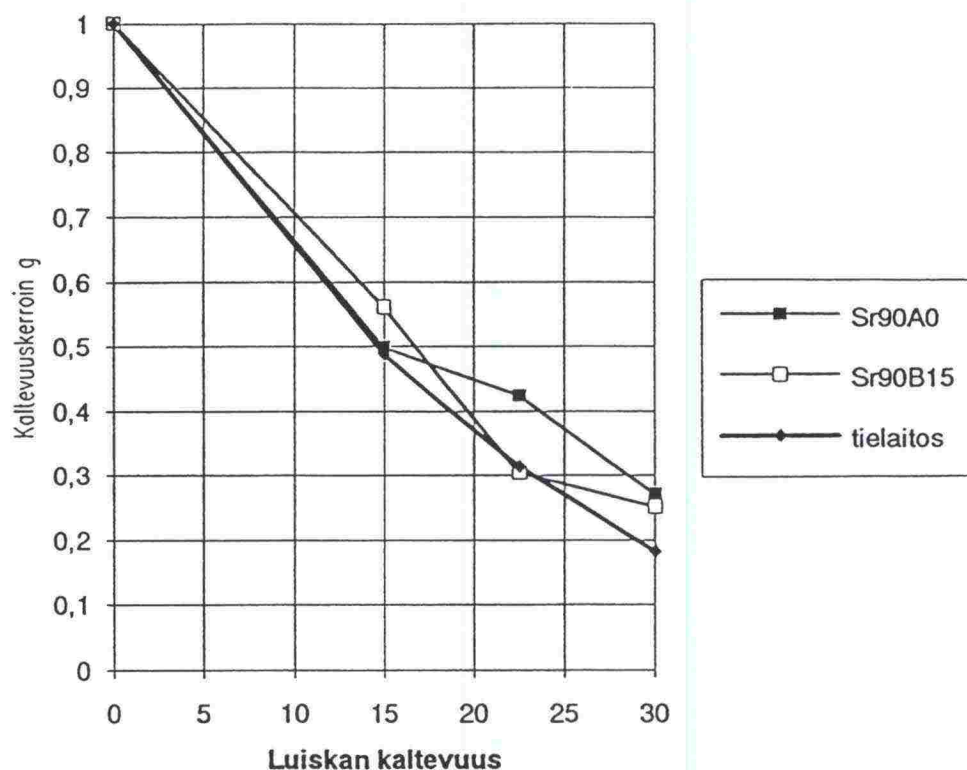


Kuva 5.8

Luiskan kaltevuuskertoimet tasaisen maan murto-
kuormista /27/ laskettuna. Tiiviysaste $D = 85\%$.

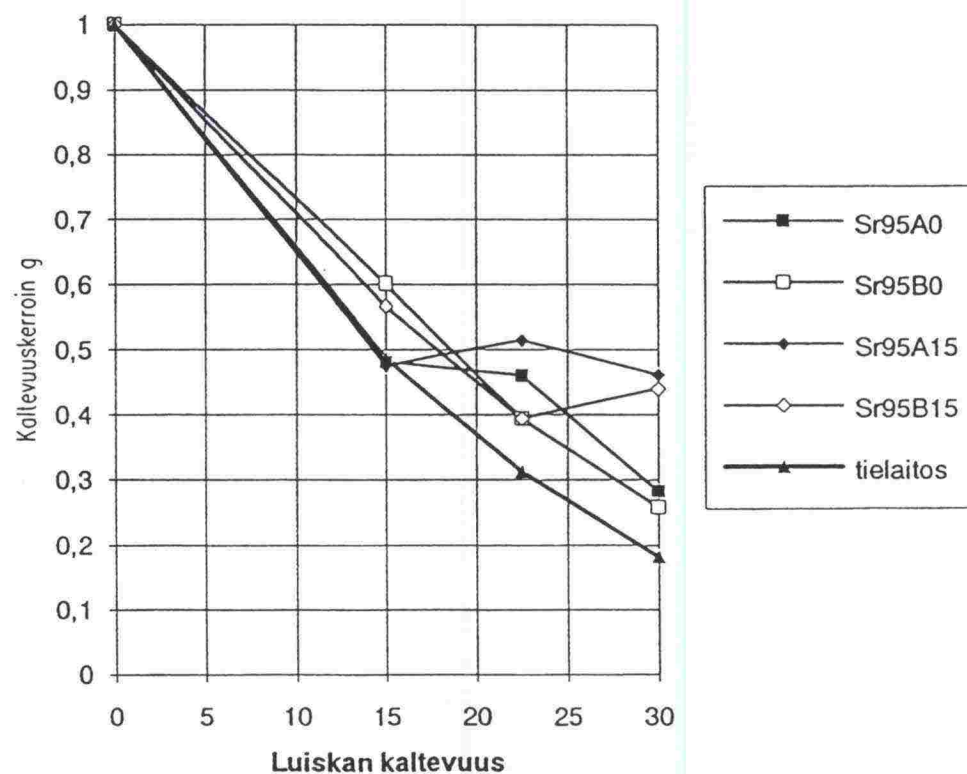
Kuormitustuloksista on selvästi nähtävissä kantokyvyn väheneminen siirryttäessä tasaiselta maalta kaltevaan. Kaltevuuden kasvaessa eivät erot ole enää yhtä selviä.

Löyhän maaperän ($D = 85\%$) kokeiden tuloksista voidaan huomata, ettei kantokyvyn arvot riipu juurikaan luiskan kaltevuudesta. Tasaisen maan ja kaltevan maanpinnan kokeiden murtokuormilla on selkeä ero, mutta luiskan kaltevuuden kasvaessa ei kantokyvyn arvo juurikaan pienene. *Taulukon 5.2*



Kuva 5.9

Luiskan kaltevuuskertoimet tasaisen maan murto-
kuormista /27/ laskettuna. Tiiviysaste $D = 90 \%$.



Kuva 5.10

Luiskan kaltevuuskertoimet tasaisen maan murto-
kuormista /27/ laskettuna. Tiiviysaste $D = 95 \%$.

mukaan löyhän maapohjan kaltevuuskertoimien keskiarvot ovat 0,56 ($\beta = 15^\circ$), 0,55 ($\beta = 22,5^\circ$) ja 0,60 ($\beta = 30^\circ$). Tämän perusteella voisi olettaa, että löyhällä maapohjalla ei kaltevuuskerroin riipu lainkaan maanpinnan kaltevuudesta vaan olisi lähes vakio kaltevuuden vaihdellessa 15° – 30° .

Keskitiiviin maaperän ($D = 90 \%$) kokeissa on maanpinnan kaltevuuden vaikutus kaltevuuskertoimiin suurin. Luiskan kaltevuuskertoimet *taulukon 5.2* mukaan ovat 0,53, 0,36 ja 0,26 luiskan kaltevuuden kasvaessa. Koska keskitiiviillä maaperällä tehtiin vain puolikas koesarja, on tulosten oikeellisuuden arviointi kuitenkin vaikeampaa. Keskihajonta *taulukkoon 5.2* on laskettu kahdesta arvosta, eikä sen perusteella voida luotettavasti arvioida tulosten hajontaa.

Tiiviin maaperän ($D = 95 \%$) kaltevuuskertoimet *taulukon 5.2* mukaan ovat 0,53, 0,44 ja 0,36. Kaltevuuksien väliset erot eivät ole suuria, mutta luiskan kaltevuuden kasvun vaikutus on kuitenkin selvästi havaittavissa. Koetulosten keskihajonta on kuitenkin verrattain suuri, etenkin kaltevuudella $\beta = 30^\circ$, jolla suhdeluvut vaihtelevat välillä 0,26 – 0,46 (*kuva 5.10*) keskihajonnan ollessa $K_h=0,11$. Suurimmat kaltevuuskertoimet on upotetuilla perustoilla.

Taulukko 5.2

Koetuloksista lasketut luiskan kaltevuuskertoimien keskiarvot sekä keskiarvojen keskihajonnat.

β	$D_1=85 \%$	KH_1	$D_2=90 \%$	KH_2	$D_3=95 \%$	KH_3
15°	0,56	0,10	0,53	0,04	0,53	0,05
$22,5^\circ$	0,55	0,16	0,36	0,09	0,44	0,07
30°	0,60	0,12	0,26	0,01	0,36	0,11

Taulukossa 5.3 on esitetty keskitiiviin ja tiiviin soran kaltevuuskertoimien arvot perustuksen leveyden B funktiona. Löyhän maaperän kokeet on vertailusta jätetty pois, koska niiden arvot eroavat huomattavasti tiiviistä ja keskitiiviistä maaperästä.

Taulukon 5.3 arvojen perusteella ei perustuksen leveydellä vaikuttaisi olevan merkitystä kaltevuuskertoimen arvoon: sekä kapeamman että leveämmän perustuksen kaltevuuskerroin saattaa olla suurempi tai pienempi. Kertoimien keskihajonnat ovat lisäksi suhteellisen pieniä vaikuttaen ainoastaan toiseen desimaaliin. Tämän perusteella ei voida päätellä perustuksen leveyden mahdollista vaikutusta kaltevuuskertoimen suuruuteen.

Taulukko 5.3

Keskitiiviin ja tiiviin soran kaltevuuskertoimet ja niiden keskihajonnat perustuksen leveyden B suhteen tarkasteltuna.

	$\beta = 15^\circ$		$\beta = 22,5^\circ$		$\beta = 30^\circ$	
B [m]	g_1	KH_1	g_2	KH_2	g_3	KH_3
0,15	0,49	0,01	0,47	0,04	0,34	0,09
0,30	0,58	0,02	0,36	0,04	0,32	0,09

Taulukoissa 5.4 ja 5.5 on vertailtu kertoimien arvoja perustamissyvyyden D ja suhteellisen perustamissyvyyden D/B suhteen. Taulukossa 5.5 ei suhteen $D/B = 1$ kertoimilla ole keskihajonnan arvoa, koska kerroin on ainoastaan tiiviin maaperän yksittäisten kokeiden arvo.

Taulukoiden 5.4 ja 5.5 arvojen perusteella ei perustamissyvyys tai suhteellinen perustamissyvyys loivalla tai keskijyrkällä luiskalla vaikuttaisi kaltevuuskertoimien arvoihin. Jyrkän luiskan kaltevuuskertoimet ovat kuitenkin upote-
tuilla perustuksilla suurempia kuin pinnassa olevilla perustuksilla.

Taulukko 5.4

Keskitiiviin ja tiiviin soran kaltevuuskertoimet ja niiden keskihajonnat perustamissyvyyden D suhteen tarkasteltuna.

	$\beta=15^\circ$		$\beta=22,5^\circ$		$\beta = 30^\circ$	
D [m]	g_1	KH_1	g_2	KH_2	g_3	KH_3
0	0,53	0,05	0,43	0,03	0,27	0,01
0,15	0,53	0,04	0,40	0,09	0,38	0,10

Taulukko 5.5

Keskitiiviin ja tiiviin soran kaltevuuskertoimet ja niiden keskihajonnat suhteellisen perustamissyvyyden D/B suhteen tarkasteltuna.

	$\beta = 15^\circ$		$\beta = 22,5^\circ$		$\beta = 30^\circ$	
D/B	g_1	KH_1	g_2	KH_2	g_3	KH_3
0	0,53	0,05	0,42	0,03	0,27	0,01
0,5	0,57	0,01	0,35	0,05	0,35	0,10
1	0,48	–	0,51	–	0,46	–

5.4 Tulosten vertailu teorioihin

5.4.1 Teorioiden laskennalliset arvot

Teorioiden laskentakaavat ja alkuoletukset on esitetty jo aiemmin kappaleessa "Kantokykyteoriat". Teorioiden kantokyvyn arvot on esitetty *taulukoidessa 5.6–5.8* jaoteltuna kokeen tavoiteteiivysasteen mukaan. Teoreettiset arvot on laskettu Excel-taulukkolaskentaohjelmalla lähtien kaavojen oletuksista lukuunottamatta Bishopin ympyräliukupintalaskelmia, jotka on tehty Ms-Liuku-ohjelmalla. Kaikki käytetyt materiaaliarvot ovat ominaisarvoja, eli niihin ei ole sisällytetty varmuuskertoimia.

Saranin menetelmän laskentamahdollisuudet ovat melko suppeat: kanta-vuuskaavoille ei ole erillistä laskukaavaa, vaan arvot luetaan kuvaajista, joiden lähtöoletukset ovat rajoitetut. Kuvaajissa on suurin kitkakulman arvo 40° , joten Saranin menetelmällä ei ole pystytty laskemaan tiiviin soran kantokyvyn arvoja.

Bishopin liukupintamenetelmällä ei ole laskettu tasaisen maan vertailuarvoja, koska menetelmä ei sinällään sovellu käytettäväksi tasaisella maalla. Luiskan varaisten perustusten kantokyky on Bishopin menetelmällä laskettu siten, että liukupinta on pakotettu kulkemaan perustuksen nurkan kautta ja laskettu tälle oletukselle vaarallisin liukupinta.

Vertailuun on otettu mukaan myös Ballan teoria. Koska teoria ei sellaisenaan sovellu luiskan varaisten perustusten kantokyvyn laskentaan, on koetulosten perusteella otettu käyttöön kaltevuuskertoimet, joiden avulla voidaan arvioida kantokykyä luiskan varassa.

Kaltevuuskertoimet on määritetty kuormituskokeiden keskitiiviin ja tiiviin maapohjan kaltevuuskertoimien keskiarvoista. Näin määritettynä kertoimet ovat seuraavat:

$\beta = 15^\circ$	\rightarrow	$k = 0,55$
$\beta = 22,5^\circ$	\rightarrow	$k = 0,40$
$\beta = 30^\circ$	\rightarrow	$k = 0,30$

Taulukoiden 5.6–5.8 Ballan teorian mukaiset kantokyvyn arvot on saatu kertomalla tasaisen maan kantokyvyn arvo luiskan kaltevuutta vastaavalla kertoimella. Samoin vertailuun on otettu mukaan myös Rantaniemen tasaisen maan kokeiden /27/ tulokset kerrottuna luiskan kaltevuutta vastaavalla kaltevuuskertoimella.

Taulukoissa 5.6–5.8 tasaisen maan koetulosten arvot ovat Rantaniemen kokeiden /27/ tulokset.

Taulukko 5.6 Löyhän maapohjan ($D = 85 \%$) koetulokset sekä teorioiden laskennalliset arvot.

KOE	Koe	Tiel	DIN	Ranta niemi	Balla	Han- sen	Vesic	Bis- hop	Mey- erhof	Saran	Gra- ham
Sr85A0	295	77	77	295	145	58	82		90	129	94
Sr85B0	415	155	155	415	290	116	163		180	258	188
Sr85A15	600	187	187	600	360	188	212		242	266	174
Sr85B15	600	264	264	600	500	238	285		332	326	333
Sr85A0L	147	38	38	162	80	28	44	53	47	55	58
Sr85A0K	136	24	24	118	58	18	28	33	29	36	46
Sr85A0J	128	14	14	89	44	11	15	18	15	22	25
Sr85B0L	272	75	75	228	160	56	87	100	95	110	116
Sr85B0K	326	48	48	166	116	36	56	66	58	72	93
Sr85B0J	297	28	28	125	87	21	29	36	31	43	49
Sr85A15L	268	91	98	330	198	92	114	99	168	226	138
Sr85A15K	278	58	64	240	144	59	73	84	124	158	119
Sr85A15J	385	34	36	180	108	34	38	49	82	114	65
Sr85B15L	373	129	136	330	275	116	153	180	215	233	261
Sr85B15K	297	83	88	240	200	75	98	125	153	169	179
Sr85B15J	364	48	49	180	150	43	51	65	98	122	116

Taulukko 5.7 Keskitiviin maapohjan ($D = 90 \%$) koetulokset sekä teorioiden laskennalliset arvot.

KOE	Koe	Tiel	DIN	Ranta niemi	Balla	Han- sen	Vesic	Bis- hop	Mey- erhof	Saran	Gra- ham
Sr90A0	540	163	163	540	323	122	168		144	136	231
Sr90B15	1170	524	524	1170	1043	462	553		526	346	861
Sr90A0L	269	79	79	297	178	60	90	100	92	115	146
Sr90A0K	229	51	51	216	129	38	58	50	77	68	92
Sr90A0J	146	30	30	162	97	22	30	30	31	38	54
Sr90B15L	656	255	268	644	574	225	297	300	185	423	554
Sr90B15K	356	164	174	468	417	145	190	180	154	303	461
Sr90B15J	293	95	98	351	313	84	99	90	62	198	246

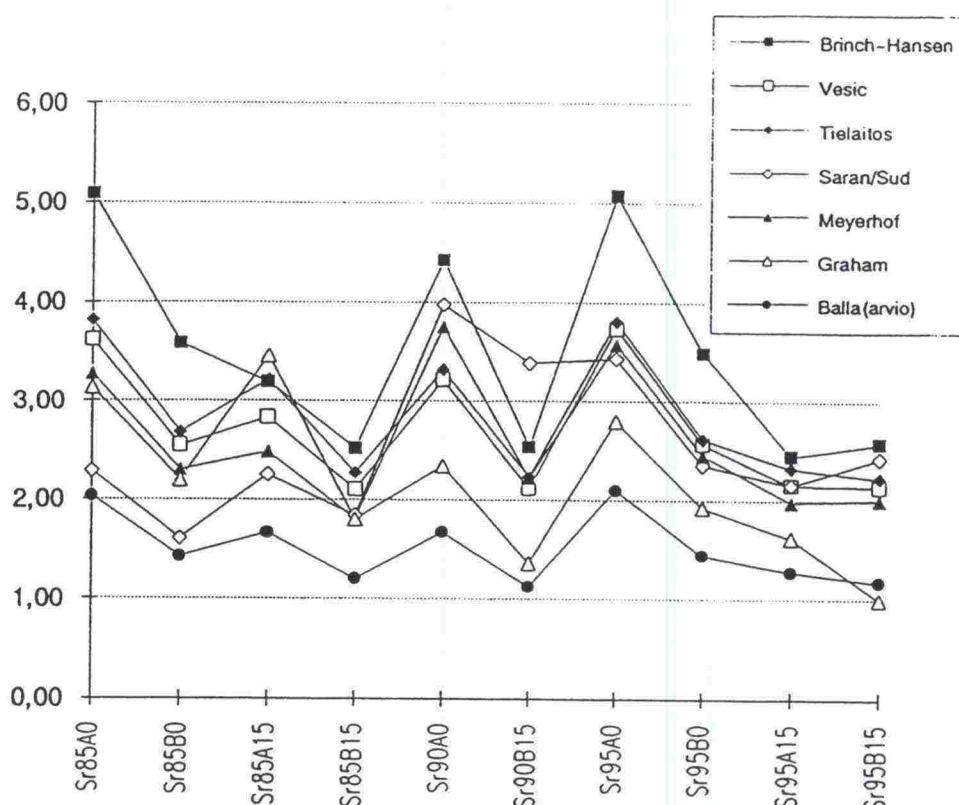
Taulukko 5.8

Tiiviin maapohjan ($D = 95 \%$) koetulokset sekä teorioiden laskennalliset arvot.

KOE	Koe	Tiel	DIN	Ranta niemi	Balla	Han- sen	Vesic	Bis- hop	Mey- erhof	Gra- ham
Sr95A0	1360	358	358	1360	648	268	364		381	486
Sr95B0	1870	715	715	1870	1296	536	728		761	972
Sr95A15	1700	731	731	1700	1334	695	790		859	1053
Sr95B15	2420	1089	1089	2420	2065	941	1133		1209	2430
Sr95A0L	655	174	174	748	356	131	195	200	158	405
Sr95A0K	627	112	112	544	259	84	125	140	109	243
Sr95A0J	385	65	65	408	194	49	65	79	60	138
Sr95B0L	1125	348	348	1029	713	261	390	420	316	972
Sr95B0K	737	224	224	748	518	168	250	280	218	486
Sr95B0J	483	130	130	561	389	98	130	158	119	275
Sr95A15L	809	356	381	935	734	338	424	385	501	810
Sr95A15K	875	229	247	680	534	218	271	300	350	616
Sr95A15J	785	133	138	510	400	127	141	175	214	356
Sr95B15L	1373	530	555	1331	1136	459	607	675	659	1782
Sr95B15K	954	341	359	968	826	295	389	450	459	1134
Sr95B15J	1067	198	203	726	620	171	202	250	273	648

Teorialaskelmia on verrattu koetuloksiin laskemalla kunkin teorian sisäinen varmuus. Sisäisellä varmuudella tarkoitetaan koetuloksen ja teoreettisen arvon osamäärää. Luiskan varaisten perustusten kantokyvyn sisäinen varmuus koostuu sekä kantavuuskertoimien varmuudesta että luiskan kaltevuuskertoimien varmuudesta. Kantavuuskertoimien sisäinen varmuus voidaan määrittää tasaisen maan koesarjan murtokuormien arvoista /27/ niiden osamääränä teoreettisten murtokuormien kanssa. Kuvassa 5.11 on esitetty teorioiden kantavuuskertoimien sisäiset varmuudet tasaisen maan murtokuormista määritettynä käyttäen lähtöarvoina tavoitetiiviyssastetta vastaavia materiaaliarvoja.

Kuvasta 5.11 voidaan huomata, että jo tasaisella maalla kantokykyä laskettaessa on teorioiden sisäinen varmuus suuri. Ballan teorian mukaiset kantokyvyn arvot ovat lähimpänä koekuormitustuloksia. Teorian sisäisen varmuuden keskiarvo on 1,55. Suurimmat sisäiset varmuudet ovat Brinch-Hansenin menetelmällä laskettaessa, jolloin sisäisen varmuuden keskiarvo on 3,49. Brinch-Hansenin menetelmä poikkeaa huomattavasti muista menetelmistä, joiden sisäiset varmuudet ovat 2 – 2,85 välillä. Kapeilla, pintaan perustetuilla perustuksilla on suurimmat sisäiset varmuudet verrattuna muihin koetuloksiin. Tämän perusteella voisi olettaa, ettei kantavuuskaavat ota perustuksen



Kuva 5.11

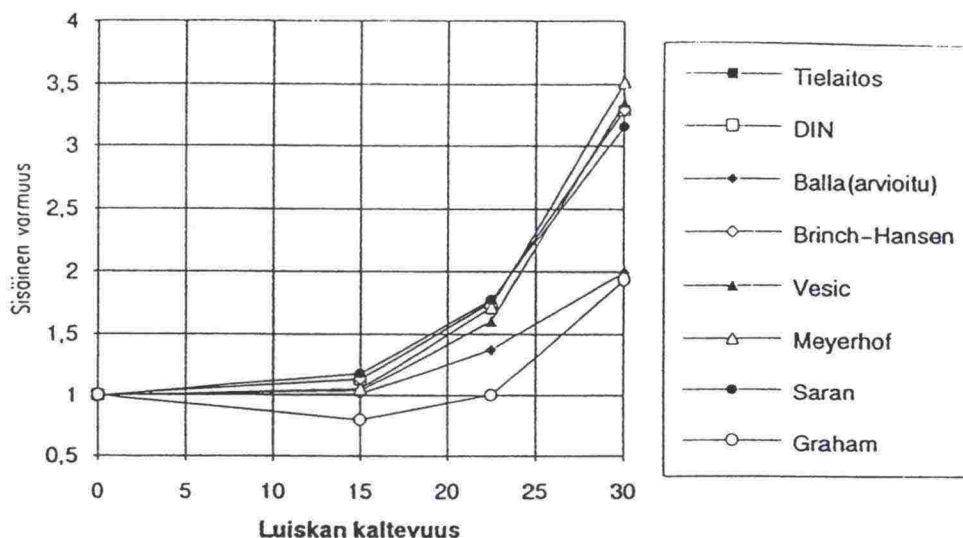
Teorioiden sisäinen varmuus tasaisen maan kantokykyä laskettaessa.

leveyttä oikein huomioon. Aikaisemmin on kuitenkin jo todettu, ettei perustuksen leveys vaikuttaisi luiskun kaltevuuskertoimiin (s. 96).

Teorioiden luiskun kaltevuuskertoimien sisäisiä varmuuksia on vertailtu kuvissa 5.12–5.14. Jaotteluperusteena on käytetty maapohjan tavoitettavuusastetta. Kaltevuuskertoimen sisäisellä varmuudella tarkoitetaan koetuloksen kaltevuuskertoimen ja teorian kaltevuuskertoimen osamäärää. Koetuloksen kaltevuuskerroin on kunkin tiivysasteen kaikkien kokeiden kaltevuuskertoimien keskiarvo.

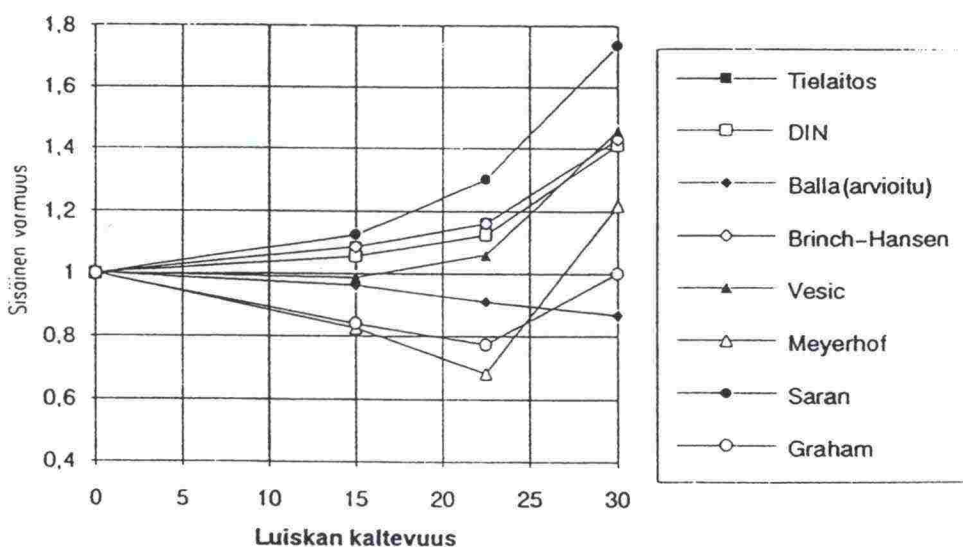
Liitteessä 5 on esitetty teorioiden yhdistetyt sisäiset varmuudet, eli varmuusluku sisältää sekä kantavuuskertoimien että kaltevuuskertoimien sisäiset varmuudet.

Kaltevuuskertoimien sisäisistä varmuuksista huomaa selvästi, että kantokykyteoriat aliarvioivat luiskun kantokykyä sitä enemmän, mitä jyrkempi luiska on. Etenkin löyhän maapohjan kaltevuuskertoimet ovat huomattavasti varmalla puolella. Kuvasta 5.8 ja taulukosta 5.2 on selvästi havaittavissa, ettei luiskun kaltevuudella olisi merkitystä kantokykyyn arvoon löyhällä maapohjalla. Teorioiden kaltevuuskertoimet ottavat luiskun kaltevuuden kuitenkin huomioon aina samoin huolimatta siitä, mikä on maapohjan tiivysaste. Tämä selittää osaltaan löyhän maapohjan kaltevuuskertoimien suuren sisäisen varmuuden.



Kuva 5.12

Löyhän maapohjan ($D = 85 \%$) kokeiden luiskan kaltevuuskertoimien sisäiset varmuudet.

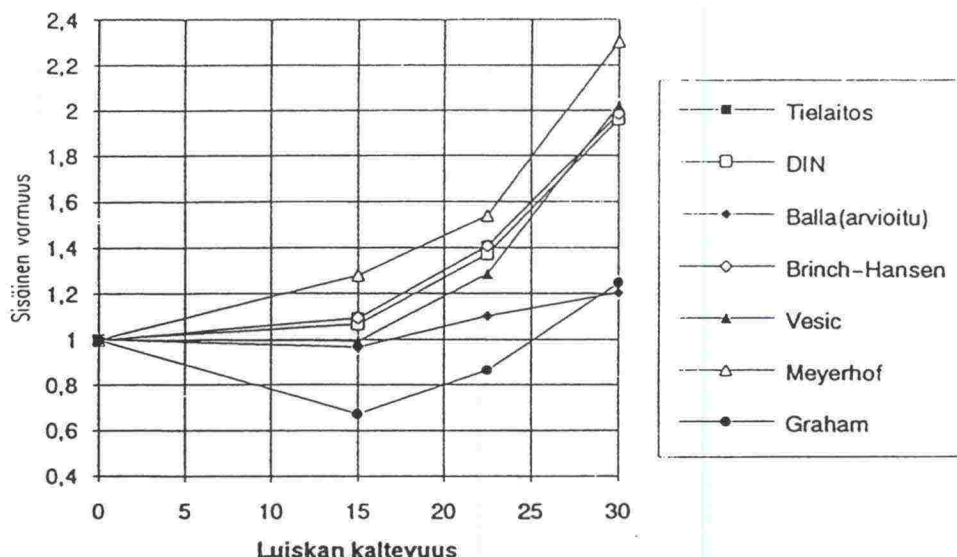


Kuva 5.13

Keskitiiviin maapohjan ($D = 90 \%$) kokeiden luiskan kaltevuuskertoimien sisäiset varmuudet.

Tiivillä maaperällä luiskan kaltevuuskertoimien sisäinen varmuus on pienempi. Grahamin ja Meyerhofin teorioiden mukaiset keskitiiviin ja tiiviin soran kaltevuuskertoimien varmuudet ovat joissakin tapauksissa jopa alle yhden. Kuitenkin jyrkällä luiskan kaltevuudella ($\beta = 30^\circ$) ovat kertoimien sisäiset varmuudet huomattavasti yli yhden.

Grahamin teorian mukaisten luiskan kaltevuuskertoimien sisäiset varmuudet poikkeavat selvästi muiden teorioiden kertoimien varmuuksista. Luiskan kaltevuudella $\beta = 15^\circ$ ja $\beta = 22,5^\circ$ on Grahamin kertoimien sisäinen varmuus alle yhden kaikilla tiiviyssasteilla. Kuitenkin myös Grahamin teorian kertoimien sisäinen varmuus on yli yhden jyrkillä luiskilla ($\beta = 30^\circ$).



Kuva 5.14 Tiiviin maapohjan ($D = 95\%$) kokeiden luiskan kaltevuuskertoimien sisäiset varmuudet.

Muiden teorioiden kaltevuuskertoimien sisäiset varmuudet ovat samankaltaiset. Luiskan kaltevuuden kasvaessa kasvaa jokaisen teorian kaltevuuskertoimien sisäinen varmuus tiiviysasteesta riippumatta.

Vertailtaessa teorioiden yhdistettyjä sisäisiä varmuuksia (liite 5), selvimmän varmallalla puolella on Brinch-Hansenin menetelmä, jonka sisäinen varmuus on keskimäärin 5,8. Myöskin tielaitoksen menetelmällä lasketut arvot ovat huomattavasti varmallalla puolella keskiarvon ollessa 4,78. Esitetyistä teorioista vähiten ylimääräistä varmuutta pitää sisällään Grahamin menetelmä, jonka sisäinen varmuus on 2,21. On kuitenkin muistettava, että Grahamin menetelmän mukaiset luiskan kaltevuuskertoimet ovat epävarmallalla puolella.

Ballan ja Rantaniemen arvioitujen tulosten sisäinen varmuus on pieni: Ballan keskiarvo on 1,84 ja Rantaniemen 1,22. Tulosten joukossa on kuitenkin joitakin arvoja alle yhden.

Luiskan kaltevuuskertoimien absoluuttisia arvoja on vertailtu taulukossa 5.9. Vertailuun on otettu mukaan myös koetulokset perustustyypin mukaan jaoteltuna. Vertailusta on jätetty pois Bishopin menetelmä, koska sille ei ole pystytty laskemaan tasaisen maan vertailuarvoa.

Taulukosta 5.9 on havaittavissa sama seikka kuin kuvista 5.12–5.14. Grahamin teorian mukaiset kaltevuuskertoimet ovat koetuloksia suuremmat ja muiden teorioiden kertoimet jäävät ainakin jyrkillä luiskan kaltevuuksilla huomattavasti alle koetulosten.

Taulukko 5.9

Luiskan kaltevuuskertoimet koetuloksista sekä teoreettisista laskelmista.

		Kaltevuuskulma			
D = 85 %		0	15	22,5	30
Koetulos	B = 0,15, D = 0	1	0,50	0,46	0,43
	B = 0,3, D = 0	1	0,66	0,79	0,72
	B = 0,15, D = 0,15	1	0,45	0,46	0,64
	B = 0,3, D = 0,15	1	0,62	0,50	0,61
	Keskiarvo	1	0,56	0,55	0,60
Teoria	Brinch-Hansen	1	0,49	0,31	0,18
	Vesic	1	0,54	0,34	0,18
	Meyerhof	1	0,53	0,32	0,17
	Saran	1	0,47	0,31	0,19
	Graham	1	0,70	0,55	0,31
Tielaitoksen ohje	Tielaitos	1	0,49	0,31	0,18
D = 90 %		0	15	22,5	30
Koetulos	B = 0,15, D = 0	1	0,50	0,42	0,27
	B = 0,3, D = 0,15	1	0,56	0,30	0,25
	Keskiarvo	1	0,53	0,36	0,26
Teoriat	Brinch-Hansen	1	0,49	0,31	0,18
	Vesic	1	0,54	0,34	0,18
	Meyerhof	1	0,64	0,53	0,21
	Saran	1	0,47	0,28	0,15
	Graham	1	0,63	0,47	0,26
Tielaitoksen ohje	Tielaitos	1	0,49	0,31	0,18
D = 95 %		0	15	22,5	30
Koetulos	B = 0,15, D = 0	1	0,48	0,46	0,28
	B = 0,3, D = 0	1	0,60	0,39	0,26
	B = 0,15, D = 0,15	1	0,48	0,51	0,46
	B = 0,3, D = 0,15	1	0,57	0,39	0,44
	Keskiarvo	1	0,53	0,44	0,36
Teoriat	Brinch-Hansen	1	0,49	0,31	0,18
	Vesic	1	0,54	0,34	0,18
	Meyerhof	1	0,42	0,29	0,16
	Graham	1	0,79	0,51	0,29
Tielaitoksen ohje	Tielaitos	1	0,49	0,31	0,18

5.5 Rajakuormat

5.5.1 Rajakuorman määrittystavat

Rajakuorman initiaaliarvolla tarkoitetaan sitä kuormaa, jonka ylittämisen jälkeen maapohjaan perustuksen alle ja kulmiin alkaa muodostua plastisoituvia vyöhykkeitä, joissa leikkausjännitykset ovat maksimissaan $/32/$. Tällöin myös maarakeiden välillä alkaa tapahtua liukumista. Tässä yhteydessä puhuttaessa rajakuormasta tarkoitetaan nimenomaan rajakuorman initiaaliarvoa.

Rajakuorma voidaan määrittää kuormituskokeen kuormitus-painuma -kuvaajasta. Tällöin rajakuormalla tarkoitetaan sitä pistettä, jolloin kuvaajan lineaarinen osuus päättyy ja painumien suhteellinen kasvu on kuorman suhteellista lisäystä suurempi. Rajakuorman saavuttamisen jälkeen alkaa maapohjaan muodostua plastisoituvia vyöhykkeitä ja muodonmuutokset eivät ole enää kimmoisia. Rajakuormaa suuremmilla kuormituksen arvoilla ei myöskään Hooken laki ole enää voimassa.

Kuormituskokeiden kuormitus-painuma -kuvaajista on määritetty jokaisen kokeen rajakuorma kuvaajan lineaarisen osuuden päätepisteenä. Lisäksi koekuormitusten tulostiedostoista on haettu kuorma, jolla anturin 9 (3. perustuksesta lukien luiskaan päin) pysyvä nousu on ollut $+ 0,2$ mm.

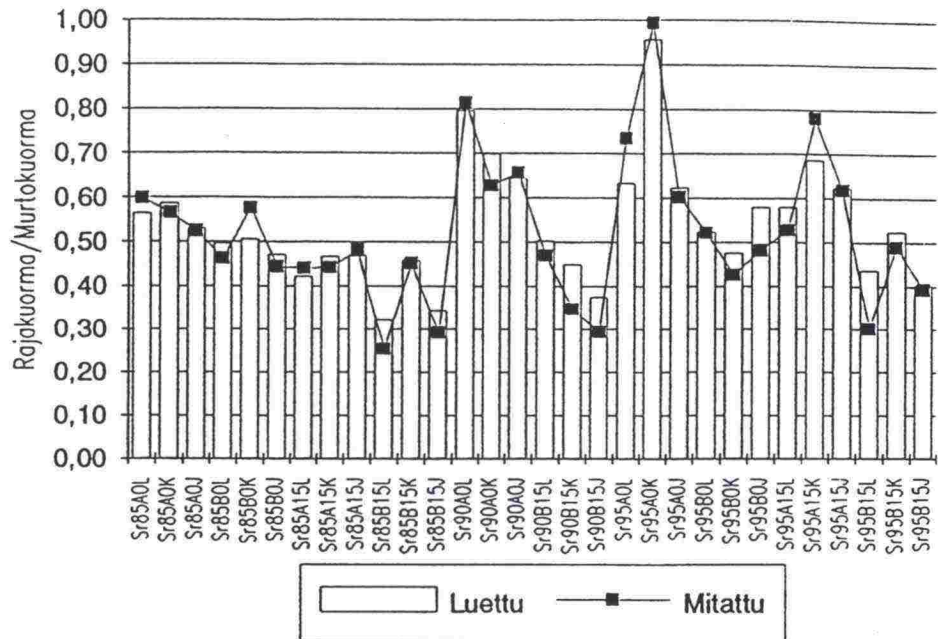
5.5.2 Rajakuormien vertailu murtokuormiin

Sekä kuormitus-painuma -kuvaajista että anturien nousuista määritettyjä rajakuormia on vertailtu murtokuormiin kuvassa 5.15. Kuvaajan arvo on määritetty rajakuorman ja murtokuorman suhteena.

Kuormitus-painuma -kuvaajista määritettyjen rajakuormien keskiarvo oli $K_a=0,54$ ja keskihajonta $K_h=0,14$. Vastaavat arvot antureista määritetyillä rajakuormilla olivat $K_a=0,52$ ja $K_h=0,18$.

Vertailtaessa rajakuormien arvoja kokeen tavoitettiivisasteen suhteen, voidaan havaita, että keskitiiviin ja tiiviin maapohjan kokeilla on rajakuorma saavutettu löyhää maapohjaa myöhemmin. Löyhän tiivisasteen kokeiden rajakuorman keskiarvo kuvaajasta määritettynä oli $K_a=0,47$ ja antureista määritettynä $0,46$. Kaikkein tiiviimpien kokeiden vastaavat arvot ovat $0,59$ ja $0,57$. Suurin osa rajakuormista asettuu kuitenkin välille $0,4-0,7$ x murto-kuorma. Luiskaan kaltevuudella ei ole havaittavaa merkitystä rajakuorman suuruuteen.

Kapeiden perustusten kokeissa on rajakuorman suhteellinen arvo leveitä



Kuva 5.15

Rajakuorman arvo murtokuormaan verrattuna.

perustuksia suurempi. Tämän voi olettaa johtuvan siitä, että leveämmällä perustuksella jännitys jakautuu syvemmälle ja se jatkaa tiivistymistä kapeaa perustusta pidempään. Kapea perustus saavuttaa murtokuorman heti, kun alapuolinen maapohja on tiivistynyt riittävästi.

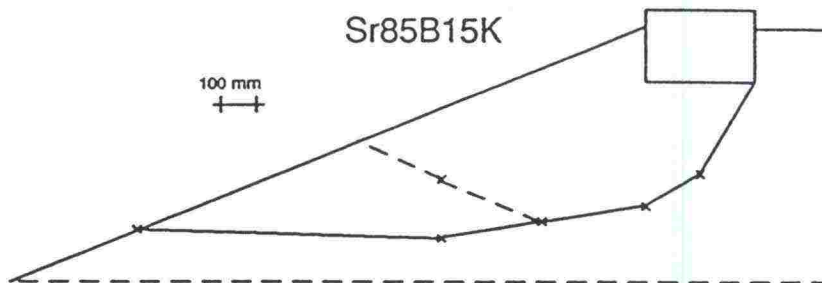
Kuormitus-painuma -kuvaajista ja anturien nousuista määritetyt rajakuormat korreloivat keskenään erittäin hyvin. Kokeiden perusteella ei voida kuitenkaan arvioida, mitä arvoa rajakuorma lähestyy. Kuorman suuruusluokka, jolla maapohjan plastisoituminen alkaa on kuitenkin nähtävissä. Alhaisimmillaan maapohjan plastisoituminen alkaa kuormalla $0,3 \times$ murtokuorma ja lähes kaikissa kokeissa rajakuorma on saavutettu kuorman ollessa $0,7 \times$ murtokuorma.

5.6 Liukupinnat ja maan käyttäytyminen

5.6.1 Mitatut liukupinnat

Jokaisesta kokeesta mitattiin liukupinnan syvyys neljästä pisteestä: yksi perustuksen alapuolelta ja kolme luiskasta. Lisäksi mitattiin liukupinnan leikkauskohta maanpinnan kanssa, mikäli se oli selvästi havaittavissa.

Mitattujen pisteiden avulla hahmoteltiin liukupinnan muotoa maan sisässä. Esimerkiksi kokeen Sr85B15K mitattu liukupinta on esitetty kuvassa 5.16, jossa näkyy rastilla mitatut vajereiden siirtymäsyvyudet. Kaivettaessa liuku-



Kuva 5.16 Mitattu liukupinta kokeessa Sr85B15K.

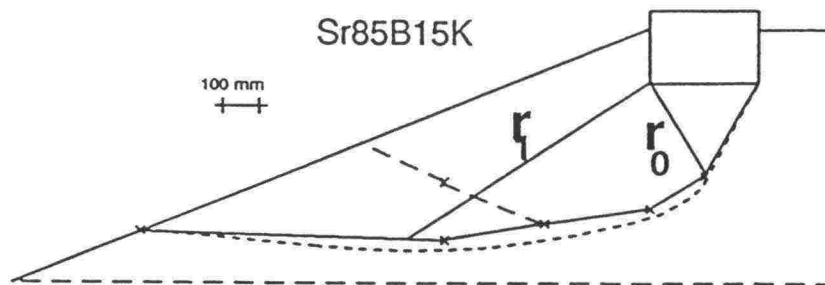
pintaa esille joissakin kokeissa, kuten tässä, ilmeni kaksi erillistä murtopintaa. Näissä kokeissa siirtymävaijerit olivat liikkuneet kahdesta kohdasta ja myös maan pinnalla oli havaittavissa kaksi erillistä murtovyöhykettä. Näissä tapauksissa on ylempi liukupinta hahmoteltu kuviin katkoviivoin, kuten kuvassa 5.16. Kuvissa on liukupinnan ja maanpinnan välinen leikkauskohta havaittu, mikäli kuvassa on rasti tällä kohtaa. Muussa tapauksessa leikkauskohta on arvioitu liukupinnan muodon perusteella. Liitteessä 6 on esitetty jokaisen kokeen mitatut liukupinnat.

5.6.2 Prandtlin liukupinnat

Mitattuja liukupintoja vertailtiin Prandtlin teorian mukaisiin liukupintoihin. Liukupinnan muoto vastaa kappaleessa 2.2.1 esitettyä logaritmista spiraalia. Kuvassa 5.17 on esitetty kokeen Sr85B15K Prandtlin liukupinta ja kuvaan on merkitty myös Prandtlin radiaalivyöhykkeen alkupisteen säde r_0 ja loppupisteen säde r_1 sekä mitattu liukupinta.

Liitteessä 6 on mittattujen liukupintojen lisäksi esitetty Prandtlin murtopinnat sekä maanpinnan käyttäytyminen.

Prandtlin liukupintamalli vastaa mitattuja liukupintoja hyvin. Joissakin tapauksissa Prandtlin mukaiset liukupinnat ovat kooltaan kuitenkin mitattuja pintoja suuremmat. Suurimmat eroavuudet ovat liukupinnan ja maanpinnan leikkauspisteen sijainnissa: Prandtlin murtomalli ulottuu useissa kokeissa huomattavasti pidemmälle luiskaan kuin mitattu liukupinta. Koska liukupinnan tulo maanpinnalle on havaittu silmämääräisesti, voi tämä olla selityksenä joidenkin kokeiden eroavuuksille.



Kuva 5.17

Kokeen Sr85B15K Prandtlin liukupinta sekä liukupinnan geometriset suureet.

Näillä kokeilla ei pystytty todistamaan väitettä, että aktiivinen murtokulma olisi pienempi kuin $45^\circ + \varphi/2$. Kokeesta riippuen on kulma vaihdellut Prandtlin teorian mukaisen kulman arvon $45^\circ + \varphi/2$ molemmiin puolin. Kaikki koe-tulokset huomioon ottaen Prandtlin teorian mukainen murtomalli vaikuttaa kuitenkin varsin oikealta.

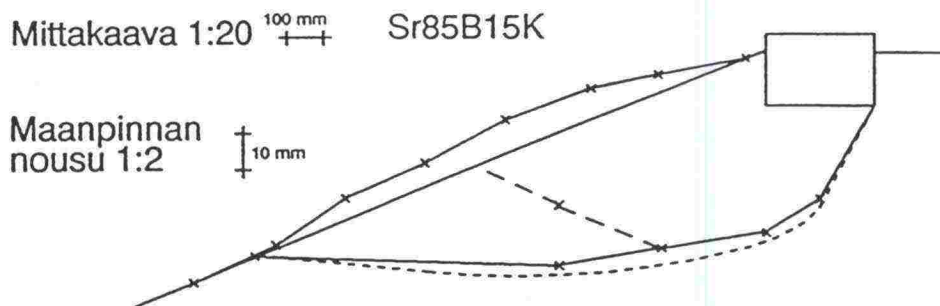
5.6.3 Maanpinnan nousu

Koekuormituksen aikaista maanpinnan käyttäytymistä seurattiin kahdeksalla maanpinnalle asetetulla anturilla. Murtokuormituksen lähestyessä alkoi maanpinta luiskassa nousta ylöspäin. Anturit, joilla ei minkäänlaista muodonmuutosta tapahtunut, olivat murtovyöhykkeiden ulkopuolella.

Kuvassa 5.18 on esitettynä kokeen Sr85B15K murtotilanteen maanpinnan nousu yhdessä mitatun ja teoreettisen liukupinnan kanssa. On huomattava, että liukupinnan ja maanpinnan nousun mittakaava eroaa toisistaan kymmenkertaisesti. Liitteessä 6 on liukupintakuvien yhteydessä esitetty myös maanpinnan muodonmuutokset murtotilanteessa.

Vertailtaessa maanpinnan muodonmuutoksia mitattuihin liukupintoihin, voidaan havaita, että ne vastaavat toisiaan erittäin hyvin. Maanpinnan käyttäytymisestä on huomattavissa passiivisen vyöhykkeen siirtyminen sivulle kuormituksen aikana. Muodonmuutokset vähenevät nollaan liukupinnan leikatessa maanpinnan.

Suuruusluokaltaan maanpinnan nousut ovat olleet melko pieniä, maksimissaan passiivivyöhykkeen nousu on ollut n. 10 – 15 mm.



Kuva 5.18

Kokeen Sr85B15K maanpinnan murtohetken muodonmuutokset sekä liukupinnat. Muodonmuutosten mittakaava on kymmenen kertaa liukupinnan mittakaava.

5.7 Painumatarkastelut

5.7.1 Laskentamenetelmät

Perustusten painumia on laskennallisesti tarkasteltu sekä Janbun deformaatioyhtälöllä että muodonmuutosmoduulin E_d perusteella. Laskelmissa käytetty kuormitus on painuma-kuormitus -kuvaajalta luettu rajakuorman arvo. Seuraavassa on esitetty painumalaskelmien teoriaa ja painumalaskelmien tulokset.

Janbun deformaatioyhtälö /31/

Kitkamaan varaan rakennettujen kapeiden anturaperustusten painuma riippuu lähinnä maapohjaan muodostuvista leikkausjännityksistä. Tällöin parametrit m ja β eivät sovellu rakenteen painuman laskemiseen, vaan painuma on tulkittava välittömäksi painumaksi ja laskettava avoimen tilan muodonmuutosmoduulilla E_d ja sitä vastaavalla Poissonin luvulla ν /31/. Tästä huolimatta on perustusten painumia laskettu vertailun vuoksi myös Janbun deformaatioyhtälöllä, joka on yleisesti käytetty laskentamenetelmä.

Janbun deformaatioyhtälön mukainen laskentatapa edustaa 1-ulotteista muodonmuutostilaa, vaikka painumat todellisuudessa tapahtuvat kolmiulotteisessa muodonmuutostilassa. Yksiulotteinen muodonmuutostila on kuitenkin otettu laskelmien lähtökohdaksi laskujen yksinkertaistuksen vuoksi.

Maakerroksen suhteellinen kokoonpuristuma normaalikonsolidoituneessa

maakerroksessa lasketaan kaavasta 51.

$$\varepsilon = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad (51)$$

missä

- m = maakerroksen moduuliluku
 β = maakerroksen jännitysekspONENTTI
 σ_z = rakenteen aiheuttama lisäjännitys syvyydellä z , kN/m²
 σ_{v0} = vallitseva jännitys (=geostaattinen jännitys, kN/m²)
 σ_v = vertailujännitys (=100 kN/m²)

Parametrit m ja β määritetään ödometrikokein. Karkearakeisilla maalajeilla ei ödometrikoe ole kuitenkaan mielekäs, joten parametrien arvoina joudutaan usein käyttämään valmiita suosituksia. Tielaitoksen ohjeen /38/ mukaiset painumaparametrit on esitetty kappaleessa 4.2.3. Näissä laskelmissa käytettiin taulukon 5.10 mukaisia painumaparametreja, jotka ovat tielaitoksen ohjeen mukaiset.

Taulukko 5.10

Painumalaskelmissa käytetyt painumaparametrien arvot.

Tiiviysaste [%]	β	m
85	0,5	300
90	0,5	450
95	0,5	600

Painuman laskeminen muodonmuutosmoduulin E_d perusteella /38/

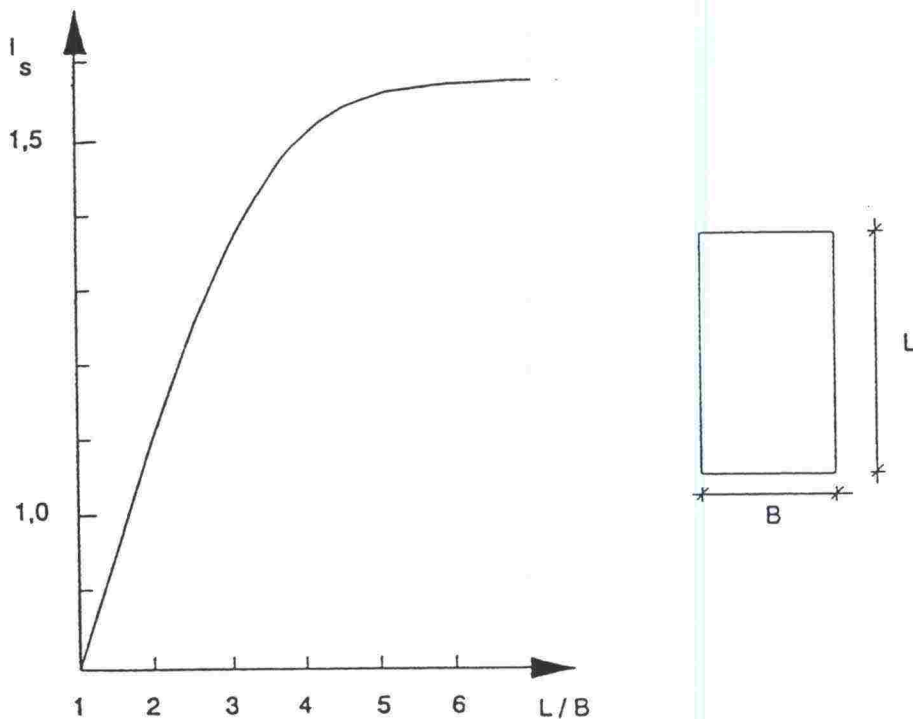
Muodonmuutosmoduuliin perustuva laskentamenetelmä olettaa maapohjassa toteutuvan 3-ulotteisen muodonmuutostilan. Muodonmuutosmoduuli voidaan määrittää esimerkiksi kuormituskokein tai maalajimäärittämisestä. Näissä laskelmissa käytetyt muodonmuutosmoduulit on määritetty tasaisen maanpinnan koesarjan ympyräperustusten koekuormituksista /27/. Laskelmissa käytetyt moduulin E_d arvot on esitetty kappaleessa 4.2.3.

Maakerroksen painuma voidaan laskea likimääräisesti kaavasta 52. Kaavassa on pohjamaan suppeumaluvuksi ν oletettu 0,33, joka vastaa avoimen tilan Poissonin luvun arvoa.

$$s = \frac{i_s \cdot q \cdot B}{E_d} \cdot c_T \quad (52)$$

missä

- s = perustuksen painuma, mm
 i_s = perustuksen muotokerroin (kuva 5.19)
 q = pohjapaine kN/m^2
 B = perustuksen leveys, m
 E_d = maapohjan muodonmuutosmoduuli, MN/m^2
 c_T = kerroin kokoonpuristuvan kerroksen paksuudelle (kuva 5.20)

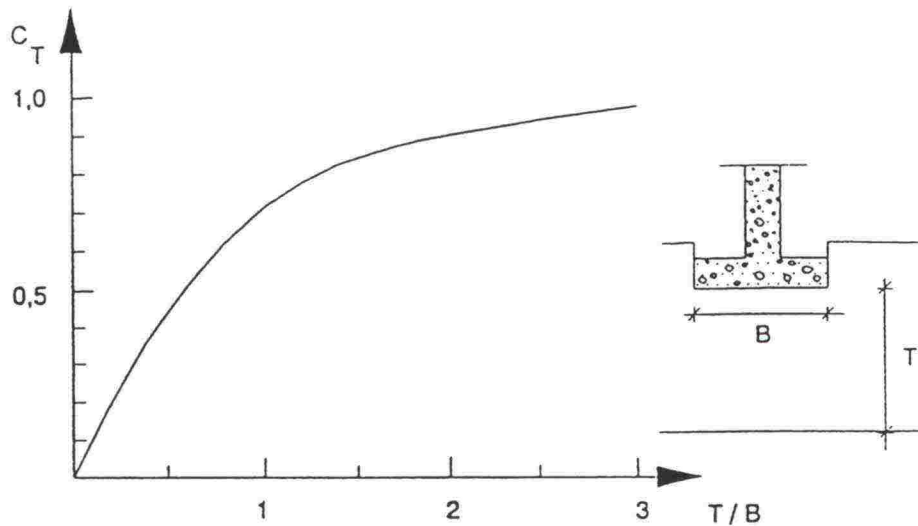


Kuva 5.19 Perustuksen muotokertoimen i_s riippuvuus perustuksen muodosta [38/.

Näissä laskelmissa käytettiin muotokertoimella i_s arvoa 1,57 ja kertoimella c_T arvoa 1.

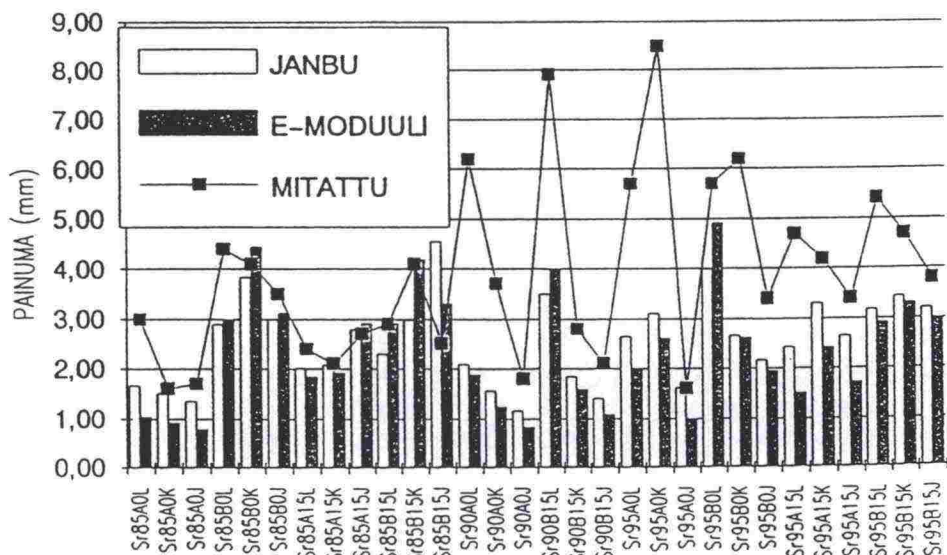
5.7.2 Laskettujen ja mitattujen painumien vertailua

Painumalaskelmat on tehty Excel -taulukkolaskentaohjelmalla käyttäen kuormituksena kuormitus-painuma -kuvaajalta luettua rajakuormaa. Teoreettisia laskelmia on verrattu kokeessa mitattuihin rajakuormaa vastaaviin painumiin.



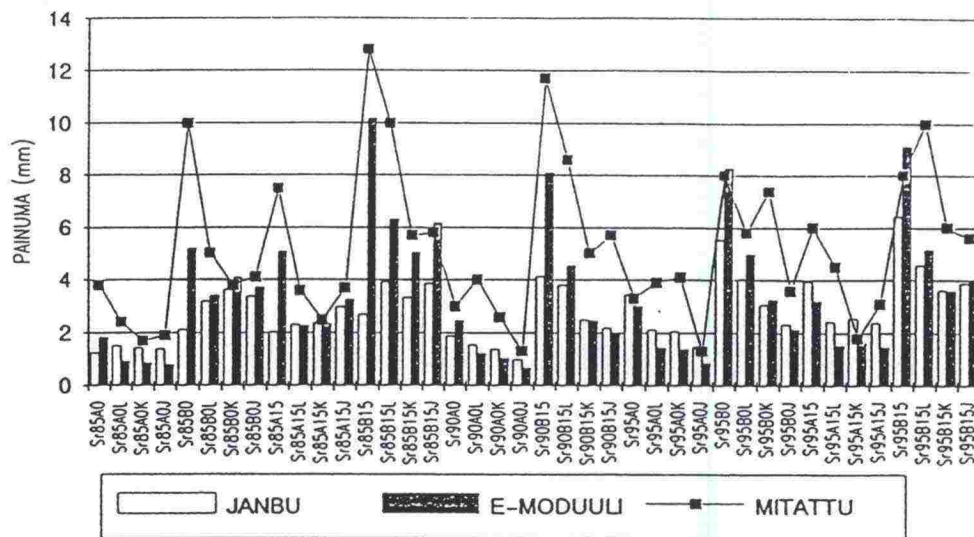
Kuva 5.20 Kertoimen c_T riippuvuus painuvan kerroksen paksuudesta /38/.

Lasketut ja mitatut painumat on esitetty kuvassa 5.21. Muodonmuutosmoduulin perusteella lasketut painuman arvot ovat kuvan mukaan useimmiten deformaatioyhtälöllä laskettuja painumia suurempia. Kuvasta on myös selvästi havaittavissa, että mitatut painumat ovat laskettuja painumia suurempia.



Kuva 5.21 Rajakuormaa vastaavat lasketut ja mitatut painumat kokeittain.

Kuvassa 5.22 on esitetty painumien arvot käyttäen kuorman arvona raja-kuorman keskiarvoa $0,53 \times$ murtokuorma. Tähän vertailuun on otettu mukaan myös Rantaniemen diplomityössä /27/ mitatut tasaisen maan painuman arvot kuorman arvolla $0,53 \times$ murtokuorma.

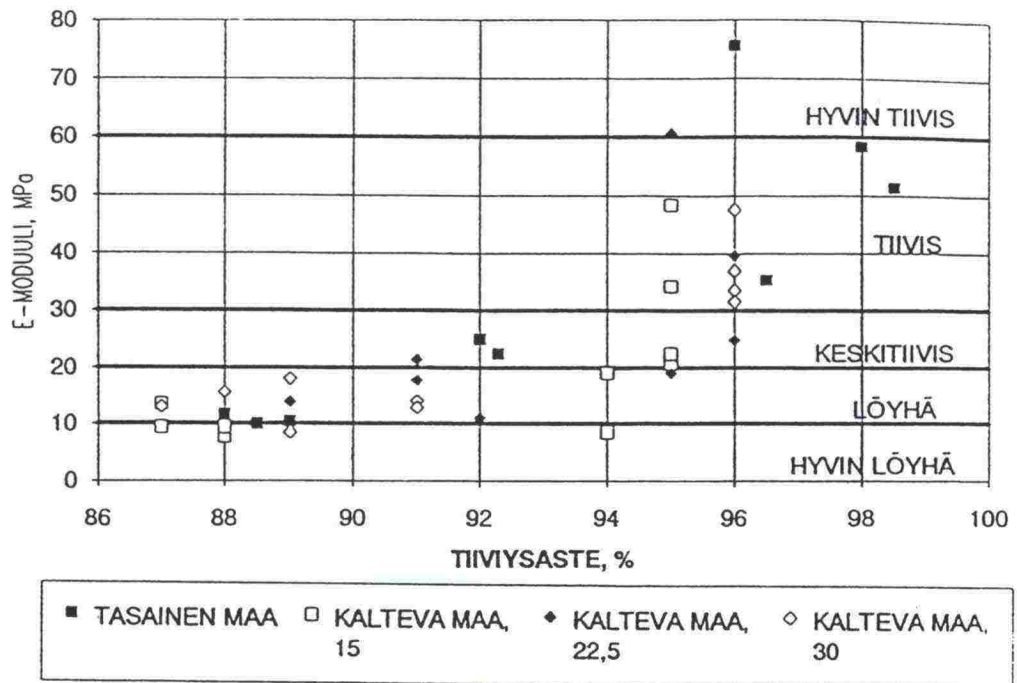


Kuva 5.22

Kuorman arvoa $0,53 \times$ murtokuorma vastaavat lasketut ja mitatut painumat kokeittain.

Sekä kuvan 5.21 että kuvan 5.22 mukaan ovat kokeissa mitatut painumat selvästi laskettuja painumia suurempia. Kaltevan maanpinnan kokeiden painumat vastaavat parhaiten laskettuja painumia löyhällä maapohjalla. Sitä vastoin tasaisen maanpinnan koesarjan painumat korreloivat parhaiten laskettuja painumia tiivillä maapohjalla. On kuitenkin huomattava, että maksimissaankin mitattujen ja laskettujen painumien ero on n. 5 mm, jolla ei käytännön suunnitteluun ole ratkaisevaa merkitystä. Laskentakuorman ollessa rajakuorman suuruinen, on suurimmat erot mitatuilla ja lasketuilla painumilla silloin, kun rajakuorma suhteessa murtokuormaan on suuri (kuva 5.15). Käytettäessä laskentakuormana rajakuorman keskiarvoa $0,53 \times$ murtokuorma on suurimmat mitattujen ja laskettujen painumien erot perustuksen B15 kokeissa. Tälle löytyy luonnollinen selitys siitä, että perustustyyppillä B15 on rajakuorma saavutettu lähes joka kokeessa jo ennen arvoa $0,4 \times$ rajakuorma. Tämän jälkeen on painumat näissä kokeissa kasvaneet kuormaa nopeammin ja lineaarisen muodonmuutoksen periaate ei enää ole toteutunut, toisin kuin painumakaavat olettavat.

Mitatuista painumista voidaan laskea käänteisesti kuorman arvoa vastaavat muodonmuutosmoduulit. Kuvassa 5.23 on esitetty rajakuorman keskiarvoa $0,53 \times$ murtokuorma vastaavat muodonmuutosmoduulien arvot maapohjan kaltevuuskulman mukaan jaoteltuna. Mukana vertailussa on myös tasaisen maan kokeista määritetyt muodonmuutosmoduulit. Muodonmuutosmoduulit on laskettu kääntäen kaavasta 52 käyttäen kertoimelle i_s arvoa 1,57 ja kertoimelle c_T arvoa 1. Painumien arvot on luettu painuma–kuormitus –kuvaajista (liite 4). Kuvan 5.23 moduulien raja-arvot ovat tielaitoksen ohjeen /38/ mukaiset muodonmuutosmoduulien ohjearvot.



Kuva 5.23

Muodonmuutosmoduulin arvot tiivysasteen ja luiskan kaltevuuden funktiona. Laskelmissa käytetty kuormitus = 0,53 x murtokuorma.

Löyhällä maapohjalla muodonmuutosmoduulien arvot vastaavat parhaiten tielaitoksen ohjeen mukaisia rajoja. Arvot ovat kuitenkin jääneet laskelmissa käytetyn moduulin arvon $E = 19,9$ MPa alapuolelle. Tiivillä maapohjalla on moduulien arvot huomattavasti laskelmissa käytettyä arvoa $E = 56,3$ MPa pienempiä. Tasaisen maan koesarjan moduulien arvot vastaavat paremmin laskelmissa käytettyjä arvoja. Luiskan kaltevuuden kasvaessa on etenkin tiiviillä maapohjalla havaittavissa lievää muodonmuutosmoduulien pienene- mistä.

Koska painumista lasketut muodonmuutosmoduulien arvot kaltevalla maan- pinnalla ovat selvästi ohjearvoja pienempiä, voisi olettaa, että luiskatulla maapohjalla ei muodonmuutosmoduulin arvo olisi yhtä suuri kuin tasaisella maalla. Mahdollisesti luiskassa käytettävä muodonmuutosmoduuli vaatisi luiskan kaltevuutta vastaavan korjauskertoimen.

Mikäli laskelmien lähtökohdaksi otetaan Janbun deformaatioyhtälö jännitys- eksponentin arvolla $\beta = 0,5$, voidaan moduuliluvut m määrittää mitattuja painumia vastaaviksi. Tällöin moduuliluvun m vaihtelurajoiksi saadaan taulukon 5.11 mukaiset arvot. Samassa taulukossa on esitetty tasaisen maan koesarjan vastaavat arvot sekä tielaitoksen ohjearvot. Laskelmissa on käytetty kunkin kokeen rajakuormaa.

Taulukko 5.11

Mitattujen painumien perusteella saadut moduulilukujen arvot jännityseksponentin $\beta=0,5$ arvoilla sekä tasaisella maalla että luiskassa.

Kitkakulma, tiivius	m, tasainen maanpinta	m, luiska	m, tielaitoksen ohje
36°, löyhä	170–500	165–550	300–600
40°, keskitiivis	310–600	152–300	400–800
44°, tiivis	470–900	220–600	600–1200

Taulukon 5.11 arvojen perusteella ainoastaan löyhän maapohjan moduuliluvut ovat lähellä tielaitoksen ohjearvoja. Myös tasaisen maan koesarjan moduuliluvun arvot ovat kuormituskokeiden moduulilukuja suurempia. On kuitenkin huomattava, että tasaisen maan kuormitusarvona on käytetty 1/3 Ballan teorian mukaisesta murtokuormasta ja koekuormitusten laskelmissa on kuormana ollut rajakuorma. Vaikka molempien kuormitusarvojen oletetaan olevan kuormitus–painuma –kuvaajan lineaarisella osuudella, ei näin kuitenkaan todellisuudessa tarkasti ottaen ole, ja tämä voi osaltaan selittää moduulilukujen eroavaisuuden.

Mitattujen ja laskettujen painumien eroavaisuuksilla voi olla useita syitä:

–Kaltevan maanpinnan varaisten perustusten painumia ei ole tutkittu, eikä ole varmaa käsitystä siitä, pätevätkö tasaisen maan painumateoriat, etenkin jännityksen jakautumisteoriat, myös kaltevalla maanpinnalla.

–Perustuksen leveys suhteessa pituuteen on pieni ja luiskan reunalla sijaitseva perustus ei välttämättä painu molemmilta reunoiltaan yhtä paljon.

–Luiskan läheisyydestä johtuen ei perustus kuormitustilanteessa liiku ainoastaan pystysuuntaan, vaan perustus liukuu myös luiskaan päin. Tämä todennäköisesti vaikuttaa myös pystysiirtymiä lisäävästi, mutta lisäyksen suuruutta ei pysty arvioimaan. Kapeilla perustuksilla sivusiirtymän merkitys korostuu erityisesti.

–Osassa kokeita perustus painui toisesta päästä enemmän, ja tämä nostaa mitatun painuman arvoa, koska painuma on neljän perustuksen anturin keskiarvo. Epätasaisen painuman merkitys ei ole kuitenkaan suuri, vaan myös vähemmän painuneen pään painumat ovat laskettuja suuremmat. Epätasainen painuma saattaa johtua esimerkiksi työteknisistä seikoista, jolloin toisen pään pintatiivius on ollut toista päätä suurempi.

– Työteknisistä syistä kohtuen maapinta on löyhtynyt perustusta paikoilleen laitettaessa. Löyhtymisen aiheuttama painuma voi suuruusluokaltaan vastata laskettujen ja mitattujen painumien eroja.

– Kuormitusaika kokeissa on ollut verrattain lyhyt ja kuorma on lyhyessäkin ajassa saattanut nousta nolasta lähelle murtokuormaa. Vaikka sora onkin karkearakeinen maalaji, jonka painumiin ei kuormitusajalla pitäisi olla suurempaa merkitystä, saattaa lyhyet kuormitusportaat kuitenkin lisätä painumien suuruutta.

– Laskelmissa käytetyt muodonmuutosmoduulien arvot ovat todellisia arvoja suurempia. Luiskatulla maapohjalla muodonmuutosmoduulin arvo voi olla luiskan kaltevuudesta riippuvainen.

Painumien mittaamisessa ja laskemisessa on ollut useita epävarmuustekijöitä. Koekuormitukset, joiden pääasiallinen tarkoitus on ollut tutkia perustusten kantokykyä eikä niinkään painumia, eivät järjestelyiltään ole painumamittauksia varten parhaat mahdolliset. Painumamittauksia varten esimerkiksi kuormitusportaat olisi syytä valita saavutetun painuman eikä kuorman suuruuden perusteella.

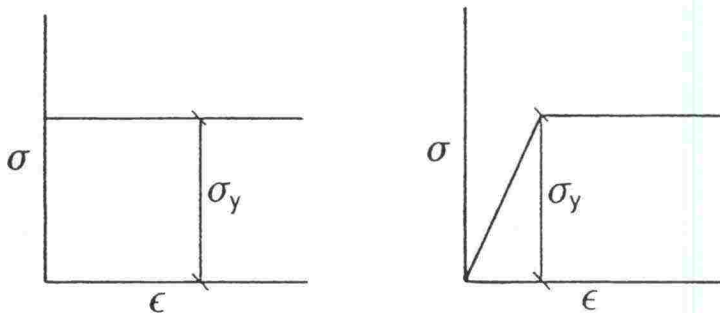
Myös jännitys jakauman laskemisessa käytetyt kaavat soveltuvat paremmin tasaiselle maalle, eivätkä ne ota huomioon luiskan puoleisen maakiilan puuttumista. Tästä johtuen todellinen jännitys luiskatussa maapohjassa voi olla perinteisten kaavojen antamia arvoja suurempi. Suuremman jännityksen aiheuttama painuman lisäys on kuitenkin suhteellisen pieni, ehkä n. 10 %.

Suurin syy laskettujen ja mitattujen painumien eroihin on kuitenkin todennäköisesti työtekniset seikat. Suuruusluokaltaan 2 – 5 mm suuruiset painumamerot mitattujen ja laskettujen painumien välillä selittyvät maanpinnan löyhtymisellä perustusta paikalleen asetettaessa. Kuormituksen alkuvaiheessa tapahtunut painuminen on johtunut löyhän maanpinnan tiivistymisestä alempia maakerroksia vastaavaan tiiviyyteen.

5.8 Elementtimenetelmään perustuva tulkinta

5.8.1 Yleistä /32/

Nykyiset maapohjan kantokyvyn laskentamenetelmät perustuvat useimmiten jäykkään tai kimmoiseen ideaaliplastiseen materiaalmalliin (kuva 5.24). Ideaaliplastisessa materiaalissa tapahtuu plastista muodonmuutosta vasta jännityksen ylittäessä myötörajan. Myötörajan jälkeen jännitys ei voi enää lisääntyä. Kimmoisessa mallissa materiaalissa voi tapahtua palautuvia muodonmuutoksia ennen myötörajaa. Jäykän mallin oletuksena taas on, ettei materiaalissa tapahdu minkäänlaisia muodonmuutoksia ennen myötörajaa.



Kuva 5.24

Jäykkä ideaaliplastinen ja kimmoideaaliplastinen materiaalmalli.

Todellisuudessa maan muodonmuutosmalli ei ole kummankaan ideaaliplastisen mallin mukainen. Maapohjassa tapahtuu lähes aina muodonmuutoksia ennen myötörajaa ja muodonmuutokset ovat palautuvia ainoastaan vasta usean toistokuormituksen ja palautuksen jälkeen syklisessä kuormituksessa. Jo nämä seikat estävät ideaaliplastisten materiaalmallien täydellisen toteutumisen maaperässä.

Maan mallintamisen ongelmana on myös maan anisotrooppisuus. Epähomogeenisuudesta ja epäjatkuvuudesta seuraa, että kontinuumimekaniikassa johdetut materiaalin jännitys-muodonmuutosriippuvaisuutta kuvaavat säännöt eivät päde maamateriaaleilla. Raemateriaali ja raekokojakauma, materiaalin tiiviys ja muodonmuutoshistoria vaikuttavat kaikki materiaalin jäykkyyteen ja käyttäytymiseen. Näiden tekijöiden yhteisvaikutuksesta johtuen ei maa käytäydy isotrooppisesti ja homogeenisesti.

Elementtimenetelmään perustuvilla ohjelmilla pystytään maan käyttäytymistä mallintamaan klassisia laskentamenetelmiä paremmin. Ohjelmissa on mahdollista käyttää tarkempia materiaalmalleja, jotka ottavat maan muodonmuutokset huomioon jo pienillä jännitystasoilla. Lisäksi menetelmän

luonteesta johtuen voidaan laskentamalli jakaa hyvinkin pieniin osiin ja näiden osien tasapainoyhtälöillä päästään tarkempaan lopputulokseen kuin tarkastelemalla koko laskentamallia kerralla.

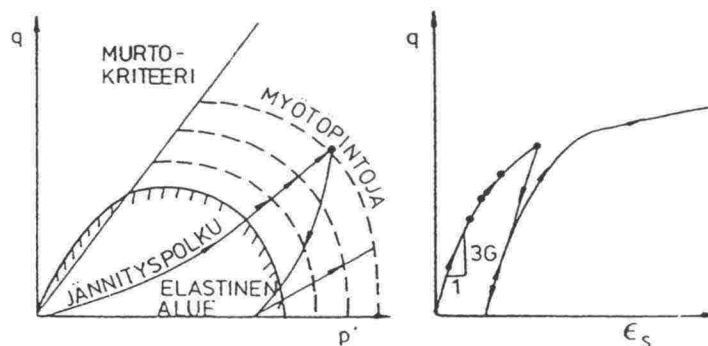
Seuraavissa kappaleissa perehdytään eräiden maamallien periaatteisiin ja maan mallintamiseen elementtimenetelmään perustuvalla Zsoil -ohjelmalla. Zsoililla laskettuja arvoja verrataan koekuormitusten tuloksiin ja arvioidaan ohjelman soveltuvuutta tämänkaltaisiin mitoitusongelmiin.

Lisäksi Zsoililla laskettuja arvoja verrataan muilla elementti- ja differenssi-menetelmään perustuvilla ohjelmilla laskettuihin arvoihin. Vertailussa on käytetty ohjelmia Abaqus, Plaxis ja Flac.

5.8.2 Maan materiaalmallit /32/

Kuormitettaessa maa-alkiota pienillä kuormituksilla voidaan muodonmuutokset olettaa lähes elastisiksi. Kuormituksen lisääntyessä plastisten muodonmuutosten osuus kasvaa nopeasti elastisen osuuden käydessä mitättömäksi. Kohtaa, jossa muodonmuutokset vaihtuvat elastisista plastisiksi määrätään myötöehdoilla.

Maan käyttäytymistä voidaan kuvata myötöpinnalla, joka toteuttaa maan myötöehdon (kuva 5.25). Myötöpinta on kullekin materiaalille ominainen ja sen parametrit ja muoto on määrättävä kokeellisesti. Myötöpinnan sisäpuolisten muodonmuutosten arvot ovat elastisia ja pinnan ulkopuoliset plastisia.



Kuva 5.25

Maamateriaalin myötöpinnan ja elastisen alueen muuttuminen kuormituksen edistyessä.

Maan mallintamiseen soveltuvia myötöehtoja on esitetty useita, joista osa soveltuu kitkamaalajeilla ja osa koheesiomaalajeilla käytettäväksi. Tässä yhteydessä käsitellään maan materiaalimalleja, joita Zsoil käyttää laskuissaan hyväksi.

Mohr-Coulombin myötöehto /4, 32/

Maamekaniikassa on yleisimmin käytetty Mohr-Coulombin myötöehtoa. Ehdon mukaan voidaan maassa vaikuttava leikkausjännitys lausua kaavalla 53 /4/:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (53)$$

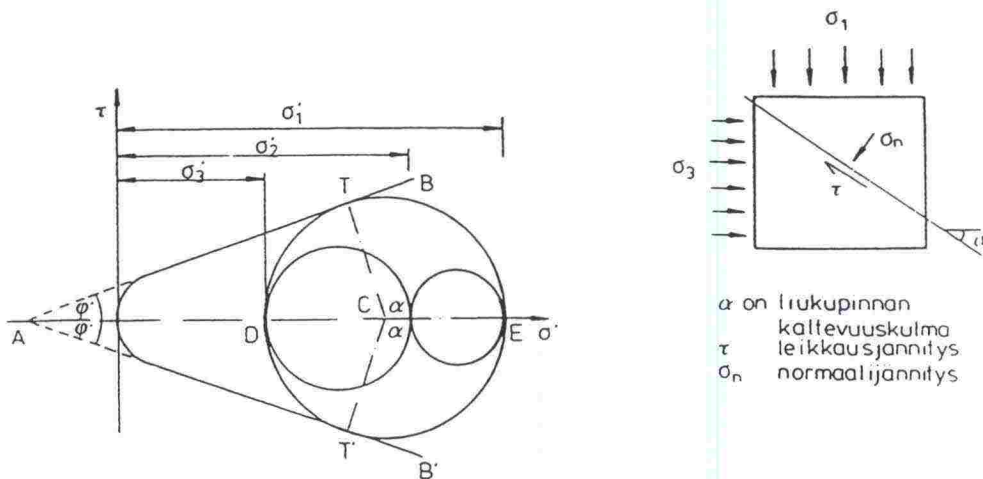
missä

- τ = leikkauspinnalla vaikuttava leikkausjännitys
- σ = leikkauspinnalla vaikuttava normaalijännitys
- c = koheesio
- φ = kitkakulma

Yleisemmin geomekaniikassa käytetään tehokkaita jännityksiä ja niiden avulla lausuttuna myötöehto on kaavan 54 mukainen:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (54)$$

Mohr-Coulombin myötöehto on esitetty kuvassa 5.26 Mohrin jännitysympyröiden avulla /32/.



Kuva 5.26

Mohr-Coulombin myötöehto.

Mohr–Coulombin myötöteoriassa on tehty joitakin oletuksia, jotka johtavat virheelliseen lopputulokseen /4/. Todellisuudessa maapohjassa tapahtuu jo pysyviä tilavuudenmuutoksia, kun Mohr–Coulombin ehdon mukaan maan muodonmuutosten tulisi olla vielä täysin elastisia. Lisäksi plastisten muodonmuutosten suuruutta arvioitaessa päädytään usein epärealistisiin arvoihin johtuen siitä, että muodonmuutosten laskennan lähtöoletukset ovat samat kuin metallien muodonmuutoksia laskettaessa.

Drucker–Pragerin myötöehto /32/

Drucker–Pragerin myötöehto on kehitetty Mohr–Coulombin myötöehdosta ottamalla huomioon lisäksi hydrostaattisen jännityksen vaikutus myötöfunktiossa. Myötöehto voidaan lausua kaavojen 55–57 avulla:

$$f = \alpha J_1 + \sqrt{J_{2D}} - k = 0 \quad (55)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{[3 (3 - \sin \varphi)]^{\frac{1}{2}}} \quad (56)$$

$$k = \frac{6 c \cos \varphi}{[3 (3 - \sin \varphi)]^{\frac{1}{2}}} \quad (57)$$

missä

- J_1 = ensimmäinen jännitysinvariantti
- J_{2D} = toinen deviatorinen jännitysinvariantti
- c, φ = koheesio, kitkakulma
- α, k = materiaaliparametreja

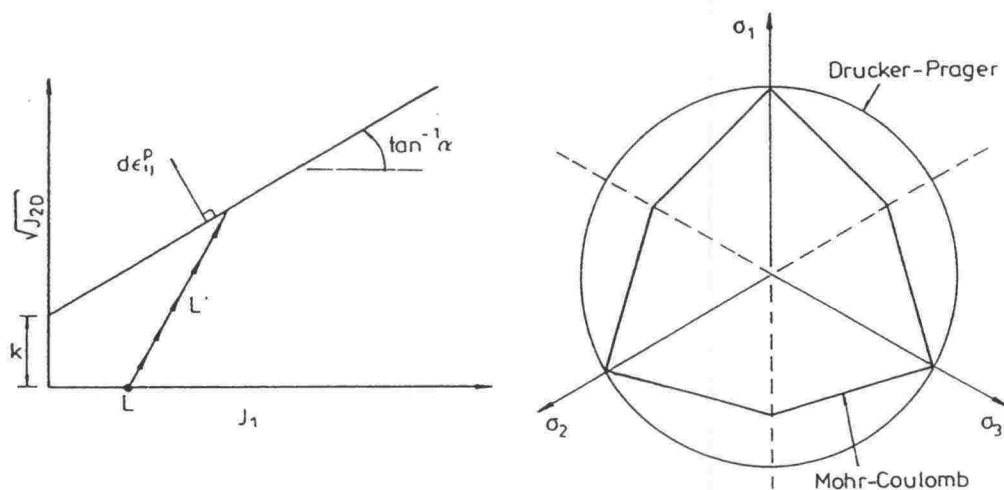
Drucker–Pragerin myötöehto ja myötöpinnan vertailu Mohr–Coulombin myötöpintaan on esitetty *kuvassa 5.27*.

Mohr–Coulombin myötöfunktion kulmikas muoto saattaa aiheuttaa laskennallisia vaikeuksia nurkkien läheisyydessä. Drucker–Pragerin myötöfunktion pyöreästä muodosta johtuen sillä laskettaessa ei samanlaisia ongelmia esiinny /21/.

Cap -mallit /32/

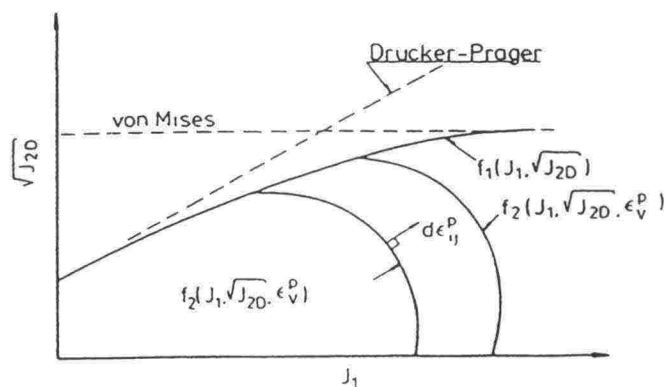
Ns. Cap-malleilla myötöehto muodostuu pienillä jännityksillä Drucker-Pragerin myötöehdosta ja jännitysten kasvaessa muuttuu metalleilla yleisesti käytettävän von Misesin myötöehdon mukaiseksi.

Yhdistettyä myötömallia päädyttiin käyttämään kitkamaiden käyttäytymisen ennustamiseen suurilla jännityksillä ja dynaamisilla kuormilla. Cap-mallin myötöehto on esitetty kuvassa 5.28.



Kuva 5.27

Drucker-Pragerin myötöehto sekä Drucker-Pragerin ja Mohr-Coulombin myötöpinnat.



Kuva 5.28

Cap-mallin myötöehto. Yhdistelmä Drucker-Pragerin ja von Misesin myötöehdoista.

5.8.3 Zsoil –ohjelman toiminta /43/

Zsoil on elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma, joka soveltuu erityisesti geotekniikan ja pohjarakennuksen ongelmiin. Ohjelmalla voidaan laskea esimerkiksi vakavuutta, konsolidaatiota, kantavuutta ja maanpainetta. Lisäksi siirtymiä voidaan laskea avoimessa ja suljetussa tilassa. Pääasiallisesti ohjelmassa käytetään oletuksena tasomuodonmuutostilaa, mutta ohjelmalla on mahdollista laskea myös pyörähdyssymmetrisiä tapauksia.

Materiaalimallit

Ohjelmassa on mahdollista käyttää seuraavia materiaalimalleja:

1. Lineaarisesti kimmoinen isotrooppinen malli.
2. Ideaalikimmoplastinen Drucker–Pragerin malli "SIMPLE".
3. Ideaalikimmoplastinen Drucker–Pragerin malli "EXTENDED".
3. CAP –malli

Kitkamaalajien geoteknisiin ongelmiin Drucker–Pragerin materiaalmalli soveltuu parhaiten. Lähinnä koheesiomaiden konsolidaation laskentaan taas soveltuu CAP –malli. Isotrooppista materiaalmallia käytetään lähinnä rakenteellisten osien, kuten perustusten mallintamiseen. Tämä mahdollistaa rakenteen ja maan välisen vuorovaikutuksen mallintamisen siten, että rakenneosat voidaan olettaa täysin jäykiksi maahan nähden.

Lähtöparametreina Drucker–Pragerin "SIMPLE" –malliin tarvitaan maan kimmomoduuli ja Poissonin luku, kitkakulma, tilavuuspaino sekä koheesio. Drucker–Pragerin "EXTENDED" –mallissa voidaan myötoehto sovittaa neljällä eri tavalla Mohr–Coulombin malliin ja haluttaessa voidaan antaa arvo dilataatiokulmalle.

Erilaisten materiaalien lukumäärä on ohjelmassa rajattu kymmeneen.

Mallin geometria

Zsoilissa elementtiverkon mallintaminen perustuu ns. makroverkkoon, jonka ohjelman käyttäjä syöttää koneelle. Makroverkon solmujen maksimimäärä on 100 ja elementtien 80. Ohjelma käyttää neljäsolmuista elementtiä, jossa kolmas ja neljäs solmu ovat samoja, mikäli kyseessä on kolmioelementti.

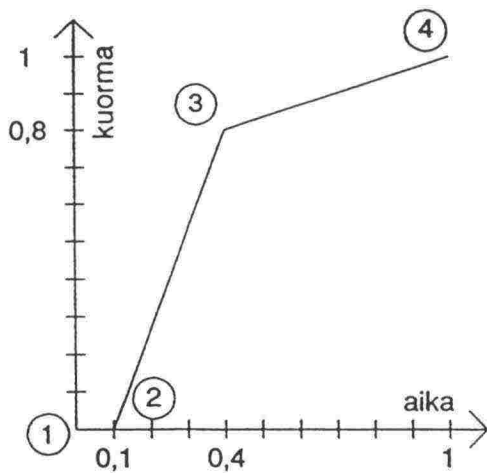
Ohjelma generoi makroverkon tiheämmäksi verkoksi automaattisella jaolla tai vaihtoehtoisesti käyttäjä voi antaa kunkin elementin X ja Y-suuntaisten jako-

osien lukumäärän. On huomattava, että suurin sallittu jako-osien määrä on 10, joten yhdestä elementistä voidaan generoimalla muodostaa korkeintaan 100 elementtiä. Suuren elementtijaon käyttö lisää kuitenkin laskenta-aikaa eikä ylimääräisellä tihennyksellä voida tarkentaa laskentatuloksia. Tämän johdosta verkon koko kannattaa optimoida kullekin laskentatapaukselle sopivaksi.

Makroverkon muodostamisessa on erityistä huomiota kiinnitettävä elementtien muotoon: elementtien lyhimmän ja pisimmän sivun suhteen tulisi olla korkeintaan viisi ja elementtien kulmien tulisi vaihdella välillä $45^\circ < \theta < 135^\circ$ /22/.

Kuormat

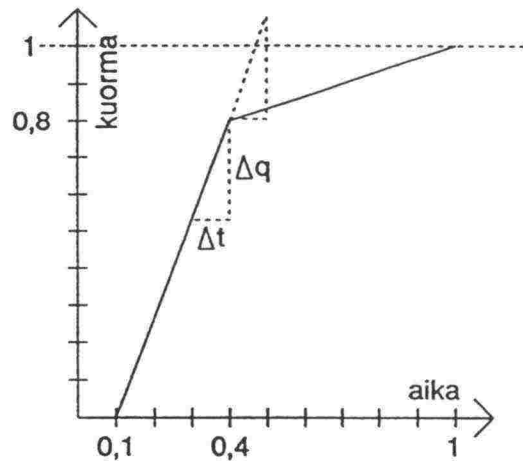
Tapauksesta riippuen voidaan kuormat antaa joko ulkoisina kuormina tai pakkosiirtyminä. Lisäksi kuormituksena voidaan ottaa huomioon mm. huokosveden ylipaine. Kuormitusportaat määritetään kuormitusfunktioilla, joilla voidaan valita kuormituksen aikariippuvuus sopivaksi. Kuvassa 5.29 on esitetty kuormaohjatun laskentatapauksen kuormitusfunktio. Funktion pisteessä 1 on sekä kuormitus että aika nolla. Pisteessä 2 on ajan arvo 0,1 x kuormitusaika ja kuorma nolla. Tällä portaalla voidaan esijännitystila ottaa huomioon. Pisteessä 3 on aika 0,4 x kuormitusaika ja kuorman arvo 0,8 x ohjelmaan syötetty kuormitus. Funktion pisteessä 4 on kuormitusaika täysi ja kuorma on ohjelmaan syötetyn kuorman suuruinen. Kuormitusfunktion pisteiden väliarvot saadaan suoraviivaisesti interpoloimalla. Mikäli ennen kuormitusfunktion loppumista ei saavuteta murtokuormaa, loppuu laskenta funktion päätepisteessä.



Kuva 5.29

Kuormaohjatun laskennan kuormitusfunktio.

Kuormitusfunktion muodolla on suuri merkitys laskennan kulkuun. Mikäli kuormafunktiossa esiintyi jyrkkiä taitteita saattaa laskenta loppua taitepisteeseen vaikka oletettu murtokuorma olisi huomattavasti suurempi. Tämä ongelma voi johtua esim. kuvan 5.30 esittämästä syystä.



Kuva 5.30

Kuormafunktion muodon vaikutus laskennan kulkuun.

Ennen siirtymistään loivan suoran ensimmäiselle kuormituspisteelle ohjelma siirtyy yhtä suuren portaan ylöspäin kuin se on edellisellä kierroksella siirtynyt. Mikäli portaan kuormituslisäys on ollut suuri, saattaa "ylimääräisen" kuormaportaan arvo olla yli yhden ja näin laskenta keskeytyy.

Tämänkaltaiset ongelmat kuormafunktion muodossa heikentävät huomattavasti ohjelman käyttökelpoisuutta. Suoralla kuormafunktiolla on murtokuorman arviointi epätarkempaa kuin funktiolla, jossa on loiva loppuosuus.

Alkujännitystila

Ennen laskentaprosessia ohjelma tekee automaattisesti alkujännitystila-analyysin, jossa selvitetään maakerroksen jännitystila ilman ulkoisia kuormia. Vaakasuuntaisten jännitysten laskennassa ohjelma käyttää lepopaine-kertoimelle K_0 kaavan 58 mukaista arvoa:

$$K_0 = \frac{v}{1 - v} \quad (58)$$

Alkujännitystila voidaan ratkaista myös kuormafunktion avulla siten, että ensimmäisen aikaportaan aikana kuormitus on nolla. Tällöin on kuitenkin huomattava vähentää lopullisista painumista alkutilan aiheuttamat painumat.

Laskenta

Kuormitustapa ohjelmassa riippuu laskentaongelmasta. Ongelma voi olla esimerkiksi alkujännitysten selvittäminen, vakavuusanalyysi, murtokuorman tai konsolidaation laskeminen, viruma-analyysi tai kaivamisen simulointi. Tapauksesta riippuen kuormitusportaat määritellään esimerkiksi siirtymän tai kuorman suuruuden mukaan.

Laskennassa ohjelma käyttää ns. Newton–Raphson –iteraatioprosessia. Ratkaisuprosessi on epälineaarinen menetelmä, joka perustuu sekä portaitaiseen että iteratiiviseen ratkaisutapaan ja monipuoliseen jännitysten ja jäykkyysmatriisin päivitystapaan.

Iteroimalla lähestytään laskentaportaan ratkaisua ja kun ratkaisu on riittävän tarkka, ohjelma siirtyy seuraavalle kuormitusportaalalle. Tällöin iteraatioprosessi on konvergoinut eli saavuttanut tietyn arvon. Mikäli iteraatioprosessilla ei saavuteta mitään tiettyä arvoa vaan yhtälöryhmä hajaantuu, malli ei konvergoi ja laskenta loppuu.

Ohjelmaan voidaan antaa joitakin muuttujia, joilla voidaan säädellä iteraatioprosessin kulkua. Esimerkiksi iteraatioyhtälöiden tarkkuuden määrittelyllä voidaan laskenta-aikaa lyhentää huomattavasti. Jotta välttyttäisiin kohtuuttomilta laskenta-ajoilta tarkkuuden kärsimättä, kannattaa käyttää ohjelmassa esitettyjä oletusarvoja siten, että iteraatiokierrosten maksimilukumäärä on 15 – 20.

Tulostus

Zsoil -ohjelmalla on mahdollista tulostaa laskelmia graafisessa muodossa. Lisäksi tulokset tallentuvat ASCII - muotoisiin tiedostoihin, joita voidaan käsitellä muilla ohjelmilla.

Graafisessa muodossa voidaan tarkastella mm. verkon muodonmuutoksia, siirtymävektoreita ja siirtymien tasa-arvokäyriä sekä myötöpisteiden sijaintia. Lisäksi voidaan tulostaa erilaisia jännityskenttiä. Kaikkia arvoja voidaan tarkastella halutulla kuormitusportalla.

Ohjelman suurimpia puutteita on se, ettei jännitys-muodonmuutos -kuvaajia saada ohjelmasta suoraan, vaan siirtymäarvot on poimittava manuaalisesti tulostiedostoista ja siirtymiä on verrattava vastaavien kuorma- ja kuormitusportaiden kuormituksen arvoihin. Tämä heikentää huomattavasti ohjelman käyttökelpoisuutta, etenkin jos halutaan tutkia juuri jännityksen ja muodonmuutoksen välistä yhteyttä.

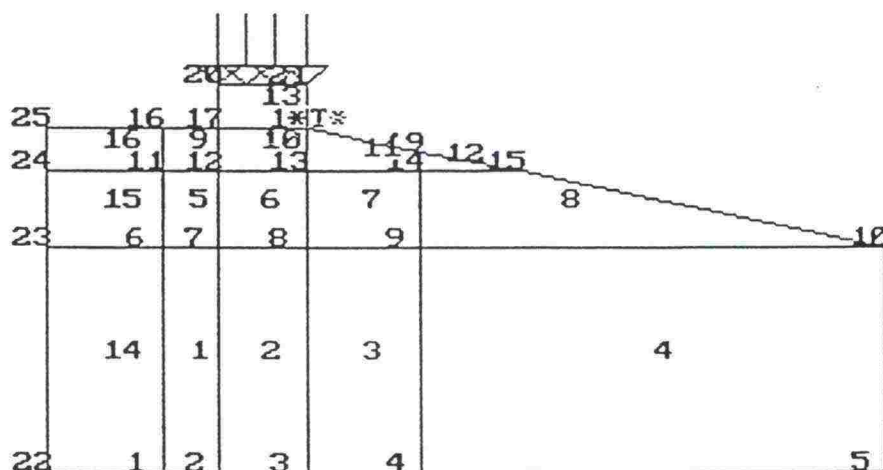
5.8.4 Koelaskennat

Ohjelman käyttöä ja toimintaa testattiin kokeen **Sr95B0L** lähtöarvoin. Laskelmissa käytettiin *taulukon 5.12* mukaisia lähtöarvoja, joita varioimalla testattiin ohjelman toimintatapaa. Muodonmuutosmoduulin arvot on saatu tasaisen maan koesarjan /27/ ympyräperustusten kuormitus-painuma -kuvaajista.

Taulukko 5.12 Koelaskelmien lähtöarvot.

Kitkakulma φ	Tilavuus- paino γ	Koheesio c	Muodon- muutosmo- duuli E	Poissonin luku ν	Dilataatio- kulma Ψ
44°	21,6 kN/m ³	0 kPa	56,3 MPa	0,22	0°

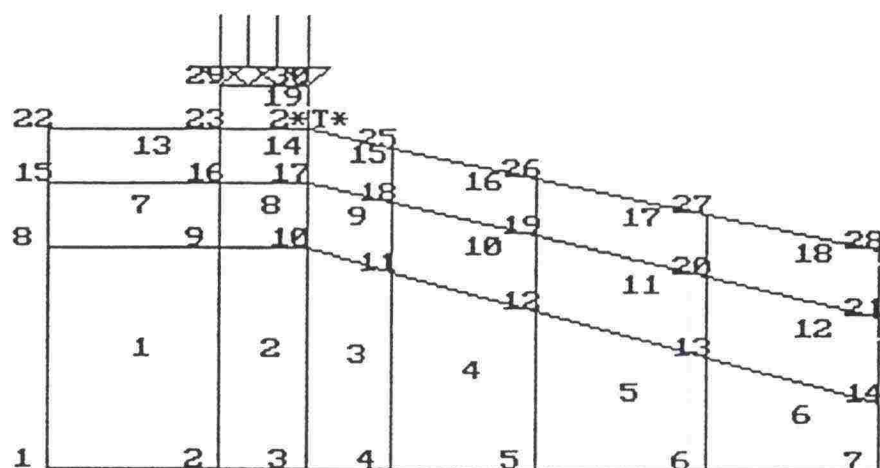
Mallin geometriaa testattiin kolmella erilaisella verkkomallilla, jotka on esitetty *kuvilla 5.31–5.33*. Erilaisilla verkoilla tutkittiin mm. elementtien muotojen vaikutusta laskentatulokseen.



Kuva 5.31 Verkkotyyppi 1.

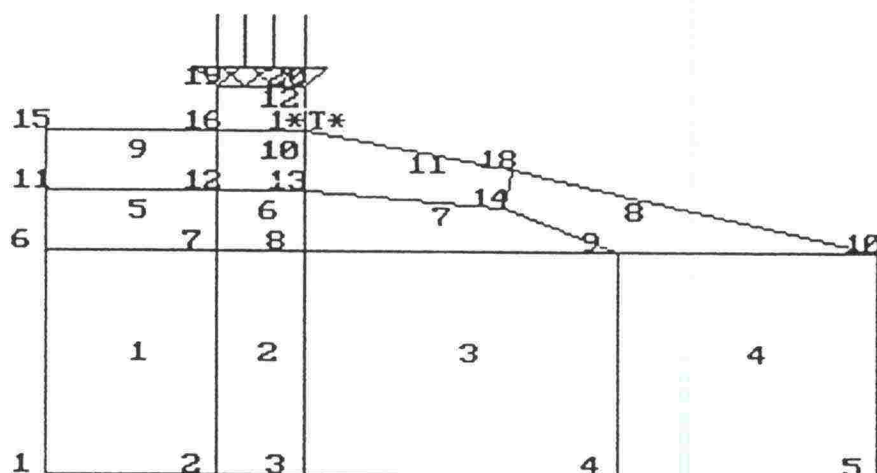
Elementtiverkon koko valittiin aluksi vastaamaan koekuopan kokoa (esim. *kuva 4.8*). Laskelmissa osoittautui kuitenkin, että perustuksen taakse jäävän maakaistan leveys oli liian pieni ja tämä aiheutti sen, että siirtymä- ja jännityskäyrät hakeutuivat mallin reunaan (*kuva 5.34*). Tämän johdosta mallia levennettiin 40 cm.

Taulukossa 5.13 on esitetty koelaskelmista saadut kantokyvyn arvot kokeessa **Sr95B0J**. Koelaskelmissa verkkoversiolla yksi saavutettiin suurimmat kanto-
kyvyn arvot. Lähes samansuuruisiin kantokyvyn arvoihin päästiin myös verkolla kaksi. Verkon kolme kantokyvyn arvot jäivät muilla verkkoversioilla



Kuva 5.32

Verkkotyyppi 2.



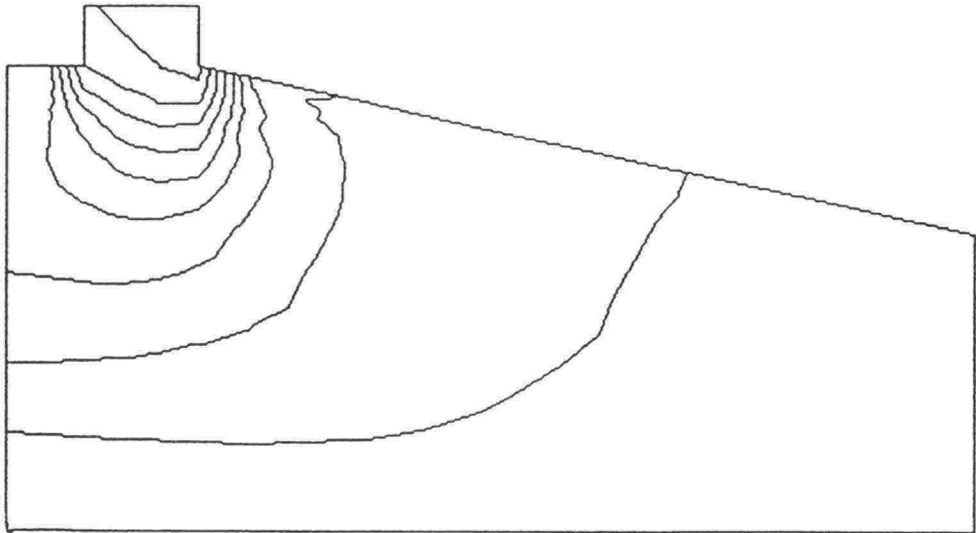
Kuva 5.33

Verkkotyyppi 3.

Taulukko 5.13 Kantokyvyn koelaskelmat ZSoililla kokeen Sr95B0L lähtöarvoin.

	koetulos	verkko1	verkko 2	verkko 3
q_m , kN/m ²	1125	1133	1067	811

laskettuja arvoja pienemmiksi. Verkoilla yksi ja kaksi lasketut kantokyvyn arvot vastasivat erittäin hyvin koekuormituksen tulosta.



Kuva 5.34

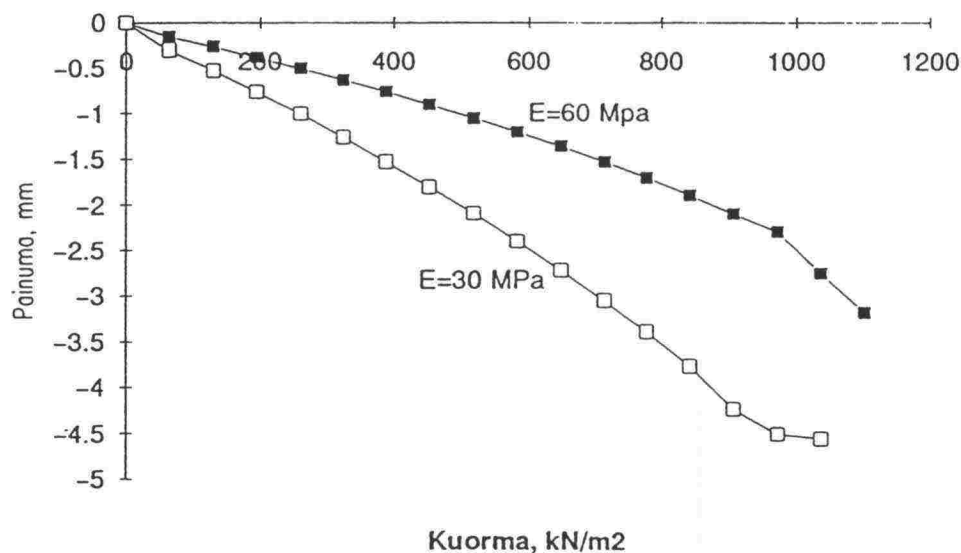
Kapean laskentamallin käyttäytyminen: siirtymien tasa-arvokäyrät hakeutuvat mallin reunaan.

Useimmat elementtimenetelmään perustuvat ohjelmat vaativat laskelmiin nimellisen koheesion arvon. Näin pystytään mallintamaan maan leikkausjännitystilä myös ilman ulkoista kuormaa. Zsoilin manuaalissa ei ole kuitenkaan ohjeita koheesion käytöstä, joten se jää käyttäjän omaan harkintaan. Drucker–Pragerin "SIMPLE"-maamallia käytettäessä on maapohjalla käytetty laskennallista syistä pientä koheesiota.

Muodonmuutosmoduulin E merkitystä laskentatuloksiin testattiin varioimalla moduulia tielaitoksen ohjearvojen /38/ rajoissa. Tiiviin kitkamaalajin muodonmuutosmoduuli voi ohjeen mukaan vaihdella välillä 30 – 60 MPa. Kuvassa 5.35 on esitetty kokeen Sr95B0L kuormitus–painuma –kuvaajat kahdella eri moduulin arvolla. Laskelmissa on käytetty elementtiverkkoa kaksi. Kuvaajien viimeinen piste kuvaa laskennan viimeistä konvergointua kuormaporrasta eli murtokuormaa.

Kuvasta voidaan nähdä, että muodonmuutosmoduulin merkitys murtokuorman arvoon on melko pieni, n. 10 %. Sitä vastoin painumien suuruuteen muodonmuutosmoduuli vaikuttaa hyvin paljon, jopa n. 50 %. Kuitenkin pienelläkin muodonmuutosmoduulin arvolla painumat jäävät koekuormitusten painumia pienemmiksi. Myös muissa Zsoililla tehdyissä laskelmissa muodonmuutosmoduulin pienentäminen suurensi painumia n. 50 % mutta pienensi murto-kuormia hyvin vähän. Tämän perusteella voidaan sanoa, että muodonmuutosmoduulin valinnalla ei ole vaikutusta murtokuorman suuruuteen, mutta se on tärkeimpiä parametreja määrittäessä perustusten painumia.

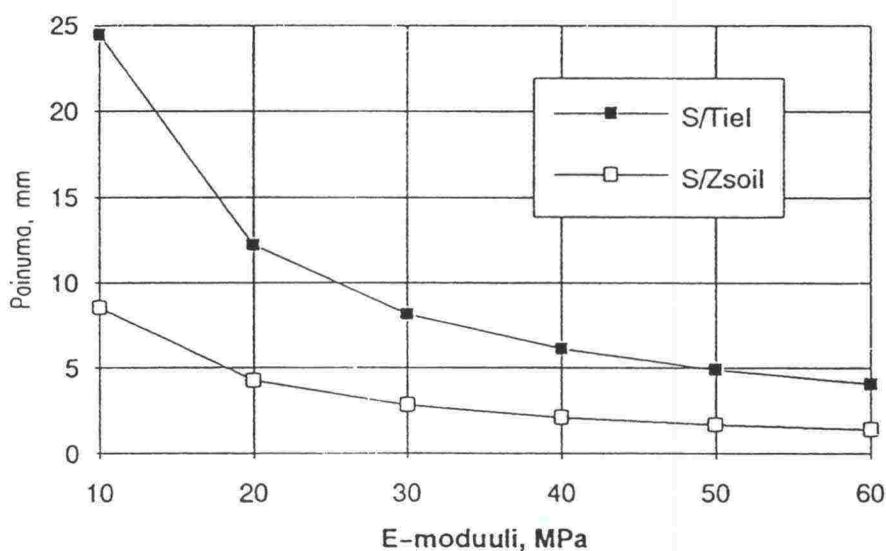
Zsoililla laskettuja painumia verrattiin myös tielaitoksen ohjeen /38/ mukaan laskettuihin painumiin. Laskelmissa käytettiin kuorman arvona $q = 519 \text{ kN/m}^2$,



Kuva 5.35

Kokeen Sr95B0L kuormitus-painuma -kuvaaja kahdella eri muodonmuutosmoduulin arvolla. Verkkotyyppi kaksi.

joka vastasi suunnilleen kokeen Sr95B0L rajakuorman arvoa. Kuvassa 5.36 on esitetty tielaitoksen ohjeen mukaiset painumat ja Zsoililla lasketut painumat muodonmuutosmoduulin E funktiona. Zsoilin laskelmissa on koheesiolle käytetty laskennallista arvoa $c = 0,5 \text{ kPa}$.



Kuva 5.36

Tielaitoksen ohjeen mukaan ja Zsoililla lasketut painumat muodonmuutosmoduulin E funktiona.

Zsoililla lasketut painumat ovat jääneet etenkin pienillä muodonmuutosmoduulin arvoilla huomattavasti tielaitoksen ohjeen mukaisia painumia pienemmiksi.

Poissonin luvun merkitys laskelmien tuloksiin on pieni. Poissonin luvun variointi vaikuttaa lähinnä sivusiirtymien arvoihin. Poissonin luku laskelmissa on määritetty kaavojen 59 – 60 mukaan.

$$K_0 = 0,9 (1 - \sin \varphi) \quad (59)$$

$$\nu = \frac{K_0}{K_0 + 1} \quad (60)$$

missä

K_0 = lepopainekerroin

ν = Poissonin luku

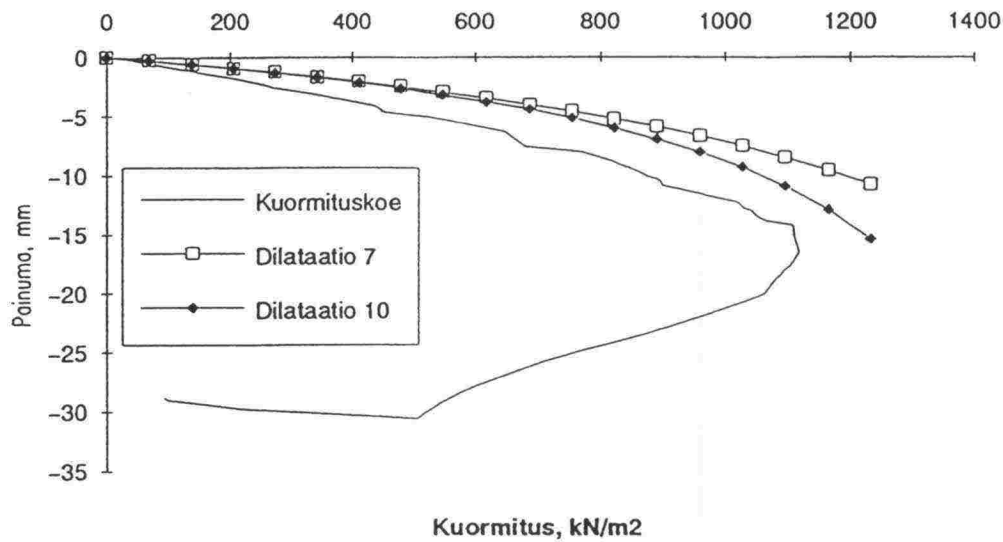
Drucker–Pragerin "EXTENDED" –materiaalimallissa muuttujaksi voidaan antaa maalajille tietty dilataatiokulma. Dilataatiokulmalla tarkoitetaan tilavuudenmuutosnopeutta kulloinkin käytettävässä koordinaatistossa /32/. Jotta maan muodonmuutoksia suurilla jännityksillä voitaisiin todenmukaisesti kuvata, tulisi ainakin tiiviillä maamateriaaleilla käyttää dilataatiokulmalla tiettyä arvoa. Dilataatiokulman suuruuden määrittäminen on kuitenkin vaikeaa, koska kuormituksen kestäessä ei arvo periaatteessa pysy vakiona. Ohjelmien manuaaleissa /24/ on esitetty dilataatiokulmalle käytettäväksi arvoa $\Psi = \varphi - 30^\circ$, jonka pitäisi vastata huippukitkakulman ja residuaalikitkakulman erotusta. Erotuksen suuruus on kuitenkin maalajikohtainen.

Koelaskelmilla testattiin dilataatiokulman vaikutusta murtokuormaan sekä maanpinnan käyttäytymiseen. Kuvassa 5.37 on esitetty kokeen Sr95B0L kuormitus–painuma –kuvaajat eri dilataatiokulman arvoilla sekä kokeen kuormitus–painuma –kuvaaja.

Dilataatiokulman arvo vaikuttaa ratkaisevasti laskelmiin: sekä murtokuorma että painuma kasvavat. Dilataatiokulmaa käyttämällä Zsoililla lasketut kuormitus–painuma –kuvaajat vastaavat paremmin kokeen kuvaajaa kuin tapauksessa, jossa dilataatiokulmaa ei ole käytetty. Dilataatiokulman arvolla $\Psi = 10^\circ$ laskettu kuormitus–painuma –kuvaaja vastaa parhaiten kokeen kuvaajaa.

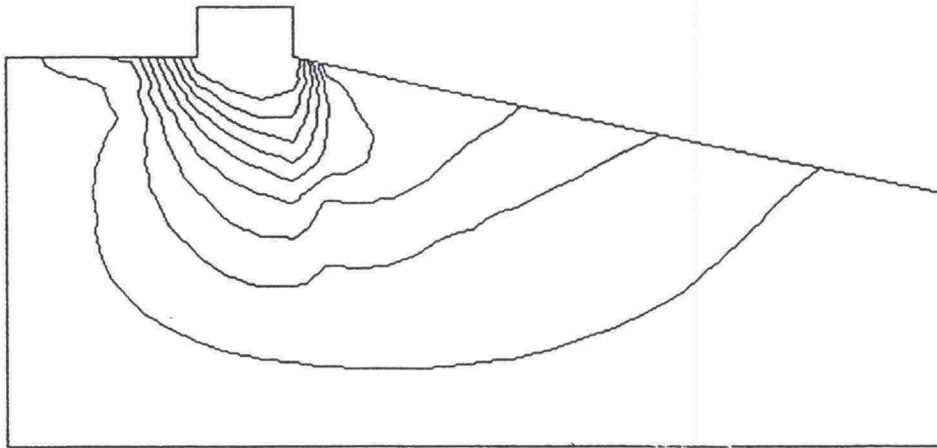
Dilataatiokulman merkitystä maapohjan muodonmuutoskäyttäytymiseen on esitetty kuvissa 5.38 – 5.40. Dilataatiokulman käyttö aiheuttaa sen, että siirtymien tasa–arvokäyrät hakeutuvat voimakkaammin luiskaan päin. Dilataatiokulmaa käyttämällä voidaan maapohjan muodonmuutoksia kuvata todenmukaisemmin.

Laskettaessa luiskaan varaisten perustusten kantokykyä Zsoililla, vaikuttaisi siltä, että Drucker–Pragerin "EXTENDED" –mallia käyttämällä saavutetaan parempi lopputulos kuin "SIMPLE"–mallilla, etenkin painumien osalta. Dila-



Kuva 5.37

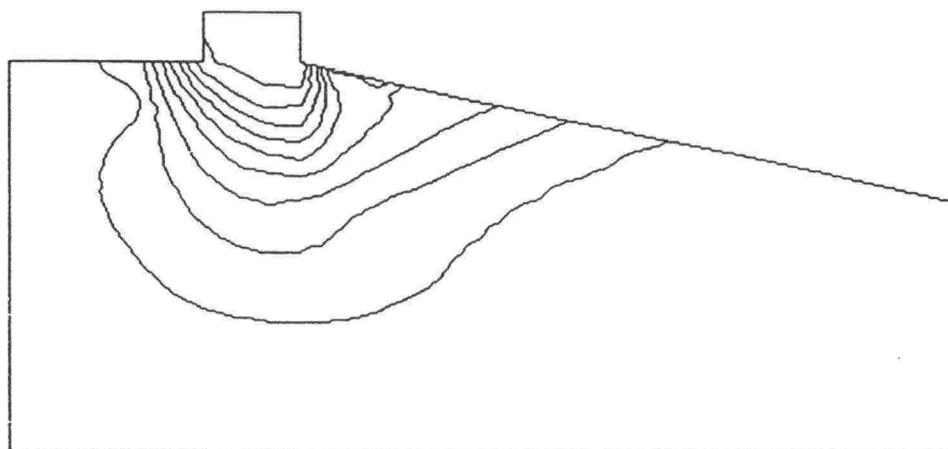
Kokeen Sr95B0L kuormitus-painuma -kuvaajat eri dilataatiokulman arvoilla. Verkkotyyppi kaksi.



Kuva 5.38

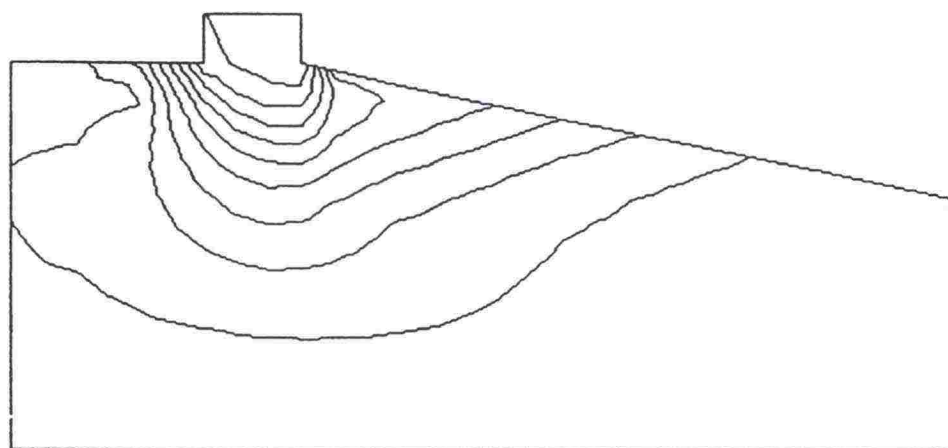
Siirtymän tasa-arvokäyrät dilataatiokulman arvolla $\Psi = 0$.

taatiokulma täytyy kuitenkin määrittää tarkasti jokaista maalajia vastaavasti. Lisäksi laskelmissa on huomattava joitakin seikkoja, jotka vaikuttavat "EX-TENDED"-mallin käyttöön. Esimerkiksi koheesion arvo on oltava nolla, jotta murtokuorma voidaan saavuttaa. Pienenkin laskennallisen koheesion käyttö aiheuttaa sen, ettei murtokuormaa saavuteta lainkaan.



Kuva 5.39

Siirtymän tasa-arvokäyrät dilataatiokulman arvolla $\Psi = 7^\circ$.



Kuva 5.40

Siirtymän tasa-arvokäyrät dilataatiokulman arvolla $\Psi = 10^\circ$.

Koelaskelmissa ei verkkotyypeillä 1–2 ollut juurikaan eroa toisiinsa verrattuna. Verkolla 3 lasketut kantokyvyn arvot jäivät kuitenkin oletettua pienemmiksi. Verkon 3 laskelmien tuloksissa esiintyi myös joitakin epä johdonmukaisuuksia. Verkkotyyppin 1 ongelmana oli pienen kolmioelementin ympärille muodostuneet jännityskeskittymät. Elementtien muoto ei myöskään terävien kulmien vuoksi ollut paras mahdollinen. Samoin verkossa 3 oli osassa elementtejä teräviä kulmia. Tämän johdosta lopullisissa laskelmissa päädyttiin käyttämään elementtiverkon tyyppiä 2, joka geometrialtaan oli paras.

5.8.5 Murtokuorman määrittäminen

Lopulliset laskelmat tehtiin neljän eri kuormituskokeen lähtöarvoin. Lähtöarvot on esitetty taulukossa 5.14. Laskelmissa päädyttiin käyttämään ainoastaan yhtä perustustyyppiä, jotta muita parametreja voitiin varioida riittävästi. Käytetyt muodonmuutosmoduulin arvot on saatu tasaisen maan koesarjan kuormitustuloksista /27/.

Taulukko 5.14 Koelaskelmien lähtöarvot

Koe	φ , °	γ , kN/m ³	E, Mpa	ν	Ψ , °
Sr95B0J	44	21,6	56,3	0,22	0
Sr95B0L	44	21,6	56,3	0,22	0
Sr85B0J	36	19,3	19,9	0,27	0
Sr85B0L	36	19,3	19,9	0,27	0

Taulukossa 5.15 on esitetty kokeittain murtokuorman arvot. Laskelmissa on käytetty taulukon 5.14 mukaisia lähtöarvoja ja Drucker-Pragerin "SIMPLE"-mallilla pientä laskennallista koheesiota. Murtokuorman arvo on laskennassa viimeisenä konvergoineen portaan kuormituksen arvo. Tulos on siis likiarvo, mutta todellinen arvo on korkeintaan 5 % esitettyä arvoa suurempi. Taulukossa 5.15 on esitetty myös tasaisella maalla tehtyjen koelaskelmien tulokset. Tasaisen maan mallia eikä mallissa käytettyjä parametreja ole kuitenkaan testattu, joten tasaisen maan kantokyvyn arvoja ei voi pitää yhtä luotettavina kuin kaltevan maanpinnan vastaavia arvoja.

Taulukko 5.15 Zsoililla lasketut murtokuorman arvot. Laskelmien lähtöarvot ovat taulukon 5.14 mukaiset.

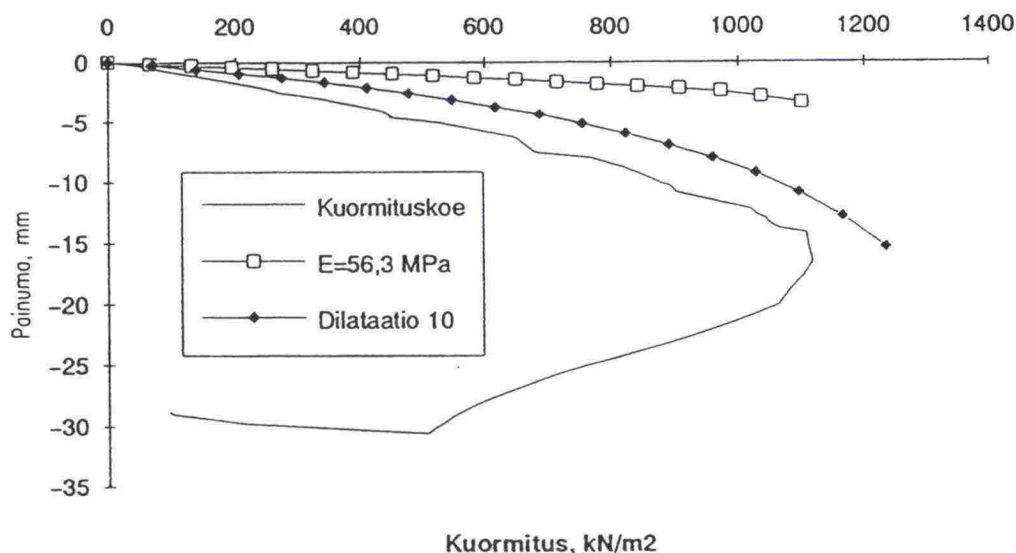
Koe	Koekuormitus	Zsoil
Sr95B0	1870	2074
Sr95B0L	1125	1102
Sr95B0J	483	480
Sr85B0	415	667
Sr85B0L	272	267
Sr85B0J	297	315

Laskelmista saadut kuormitus-painuma -kuvaajat on esitetty kuvissa 5.41 – 5.44. Drucker-Pragerin "SIMPLE"-mallilla laskettaessa on käytetty pientä laskennallista koheesiota. "EXTENDED"-mallilla laskettaessa ei koheesiota ole käytetty.

Kussakin kuvassa on esitetty seuraavat kuormitus-painuma -kuvaajat:

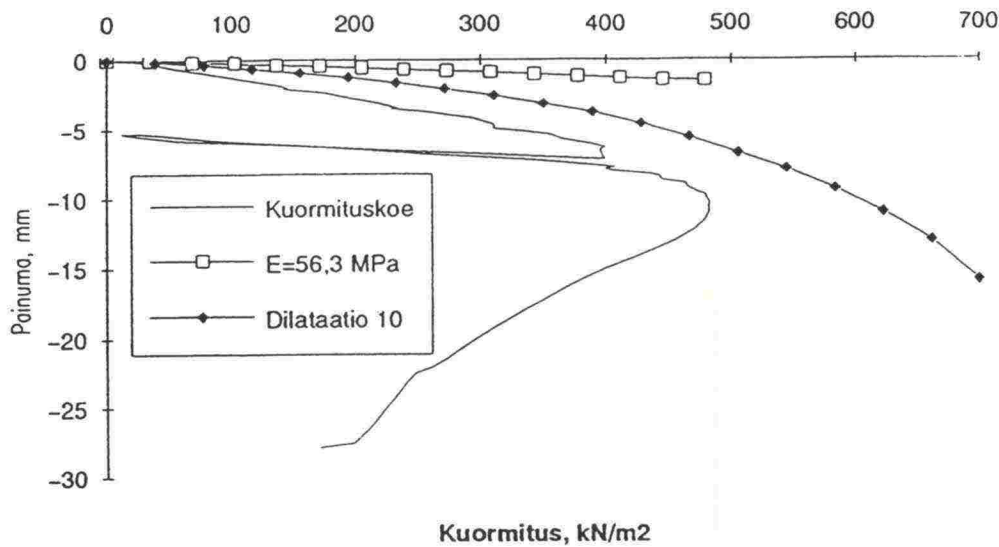
- 1) Kuormituskokeen kuvaaja.
- 2) Mitattua muodonmuutosmoduulia $E/27$ vastaava kuvaaja.
- 3) Dilataatiokulman arvoilla $\Psi = 10^\circ$ ($D = 95\%$) tai $\Psi = 2^\circ$ ($D = 85\%$) laskettu kuvaaja.

Yleisesti Zsoililla lasketut kuormitus-painuma -kuvaajat ovat loivia verrattuna kokeissa mitattuihin kuvaajiin. Myös painumat jäävät kokeissa mitattuja painumia pienemmiksi. Dilataatiokulmaa käyttämällä painumien arvot lähenevät kokeissa mitattuja painumia, mutta vastaavasti murtokuorman arvot kasvavat kokeissa mitattuja murtokuormia suuremmiksi. Poikkeuksena on koe Sr85B0J, jonka murtokuorman arvo Zsoililla dilataatiokulmaa $\Psi = 2^\circ$ käyttämällä on jäänyt selvästi kokeen murtokuormaa pienemmäksi. Sekä laskelmissa että koekuormituksissa on kuvaajan lineaarinen osuus yhtä pitkä.

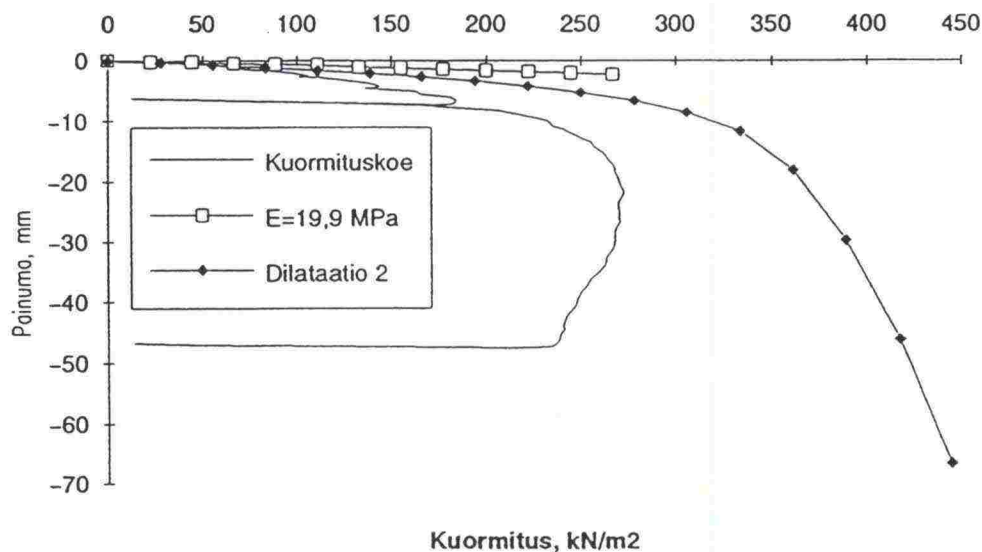


Kuva 5.41

Kokeen Sr95B0L kantokykylaskelmien kuormitus-painuma -kuvaajat.



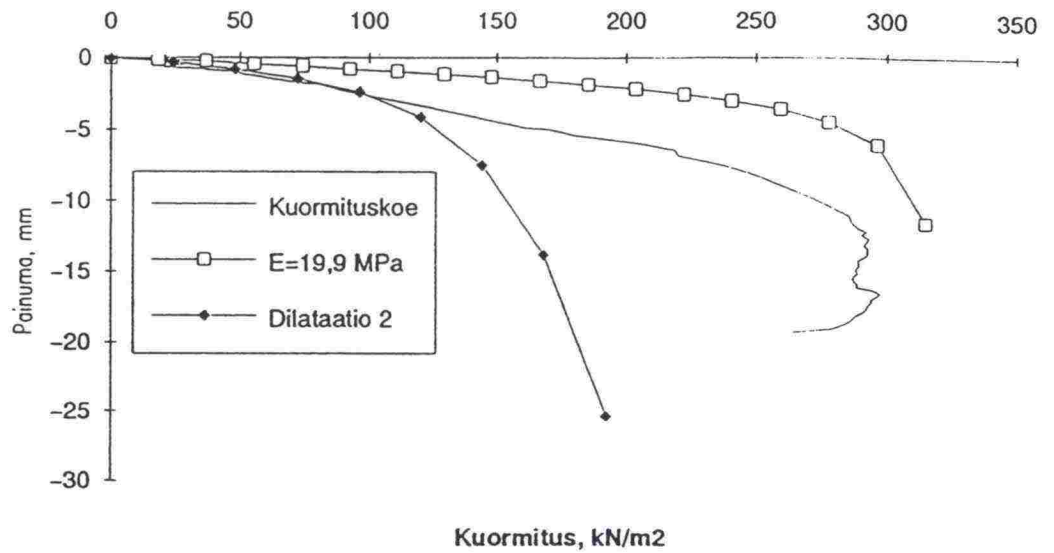
Kuva 5.42 Kokeen Sr95B0J kantokykylaskelmien kuormitus-painuma -kuvaajat.



Kuva 5.43 Kokeen Sr85B0L kantokykylaskelmien kuormitus-painuma -kuvaajat.

5.8.6 Plastisoitumisen eteneminen

Periaatteessa plastisoitumisen etenemistä voidaan Zsoililla tutkia sekä plastisoituneiden pisteiden syntymisellä että solmupisteiden liikkeillä. Kaltevan maanpinnan tapauksessa ohjelma ilmoittaa kuitenkin lähes kaikkien pisteiden jo plastisoituneen ilman minkäänlaista ulkoista kuormaa, jonka vuoksi ei plastisoituneiden pisteiden syntymiseen voi tässä tapauksessa luottaa. Myöskään solmupisteiden liikettä ylöspäin ei laskelmissa juurikaan esiintynyt. Ainoastaan joissakin kuormitustapauksissa luiskun pisteet nousivat ylös juuri



Kuva 5.44

Kokeen Sr85B0J kantokykylaskelmien kuormitus-painuma -kuvaajat.

ennen murtokuormaa. Näiden seikkojen johdosta rajakuorman arviointi oli mahdollista ainoastaan kuormitus-painuma -kuvaajien perusteella. Rajakuorman arvoksi määritettiin kuvaajan lineaarisen osuuden päätepiste.

Taulukossa 5.16 on esitetty laskelmista saadut rajakuorman arvot sekä koekuormituksista mitatut rajakuormat. Lisäksi taulukossa on esitetty tielaitoksen ohjeen mukainen kantokyvyn arvo.

Taulukko 5.16 Rajakuorman arvot kuormituskokeissa ja Zsoililla tehdyissä laskelmissa sekä tielaitoksen ohjeen mukaiset kantokyvyn arvot. Laskelmien lähtöarvot ovat taulukon 5.14 mukaiset.

Koe	Koekuormitus, kN/m²	Zsoil, kN/m²	q_m , kN/m² Tiel
Sr95B0L	589	590	348
Sr95B0J	257	225	130
Sr85B0L	131	120	75
Sr85B0J	136	130	28

Zsoililla lasketut rajakuorman arvot korreloivat erittäin hyvin kuormituskokeista mitattujen rajakuorman arvojen kanssa. Kaikilla määrittystavoilla arvioidut rajakuorman arvot vastaavat toisiaan siis erittäin hyvin ja plastisoitumisen alkaminen maapohjassa voidaan arvioida varsin luotettavasti. Taulukon perusteella on nähtävissä myös se, että tielaitoksen mukainen mitoitusmenetelmä on selvästi kimmoisella alueella.

5.8.7 Painumien määrittäminen

Zsoil -laskelmissa saavutetut painumat jäivät kokeessa mitattuja painumia huomattavasti pienemmiksi. Myös rajakuormaa vastaavat painumat ovat Zsoililla laskien pienempiä kuin koekuormituksissa tai muilla menetelmillä laskien.

Dilataatiokulman käyttö lisää painumia selvästi, mutta samalla murtokuorman arvo kasvaa. Dilataatiokulman oikealla valinnalla voidaan painumat kuitenkin määrittää riittävän tarkasti.

E-moduulin pienentäminen 60 % kasvattaa painumia jopa 50 %. Tämä on selvää jo lineaarisen muodonmuutosperiaatteen mukaisesti. Muodonmuutosmoduulin arvoa pienentämällä painumat jäävät kuitenkin kuormituskokeiden painumia pienemmiksi.

Yleisesti kuormituskokeiden painumat ovat olleet huomattavasti laskettuja painumia suurempia. Syitä tähän voi olla useita, joita jo aiemmin on käsitelty kappaleessa 5.7.2. Esimerkiksi tasaisen maanpinnan kokeissa mitatut muodonmuutosmoduulien arvot voivat olla liian suuret. Muodonmuutosmoduulin arvo ei myöskään pysy vakiona kuormituksen aikana. Periaatteessa jännityksen lisääntyessä myös muodonmuutosmoduuli kasvaa, mutta maapohjan alkaessa löyhtyä muodonmuutosmoduuli vastaavasti pienenee. Näin ollen ei myöskään maapohjan eri osissa muodonmuutosmoduulin arvo ole vakio. Se, kuinka muodonmuutosmoduuli maapohjassa vaihtelee, on hyvin vaikeasti määritettävissä.

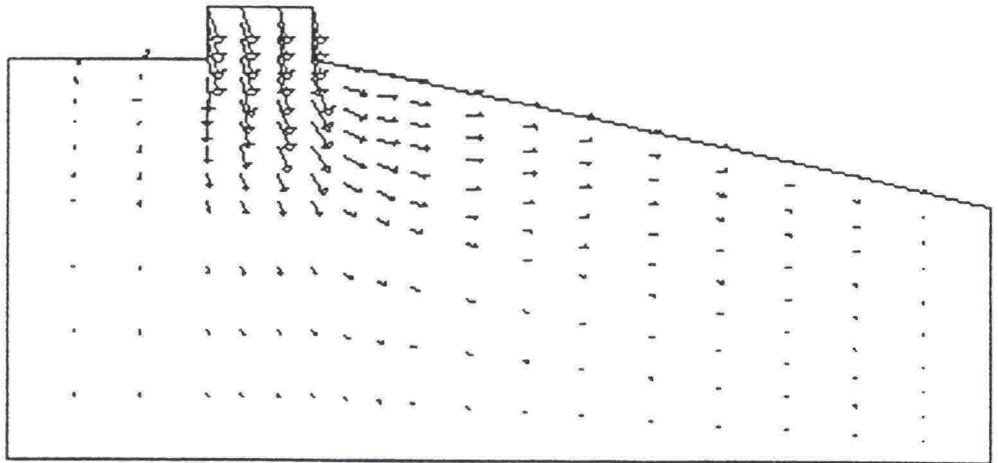
5.8.8 Murtokuvion muoto

Kuvissa 5.45 – 5.48 on esitetty kunkin kokeen muodonmuutosvektorit viimeisellä konvergoineella kuormaportaalla. Laskelmissa on dilataatiokulman arvo ollut nolla.

Kokeissa Sr95B0J ja Sr85B0L on muodonmuutosvektoreiden suunta alaspäin vielä viimeisellä konvergoineella portaalla. Sitä vastoin kokeissa Sr95B0L ja Sr85B0J on muodonmuutovektoreiden suunta selvästi ylöspäin.

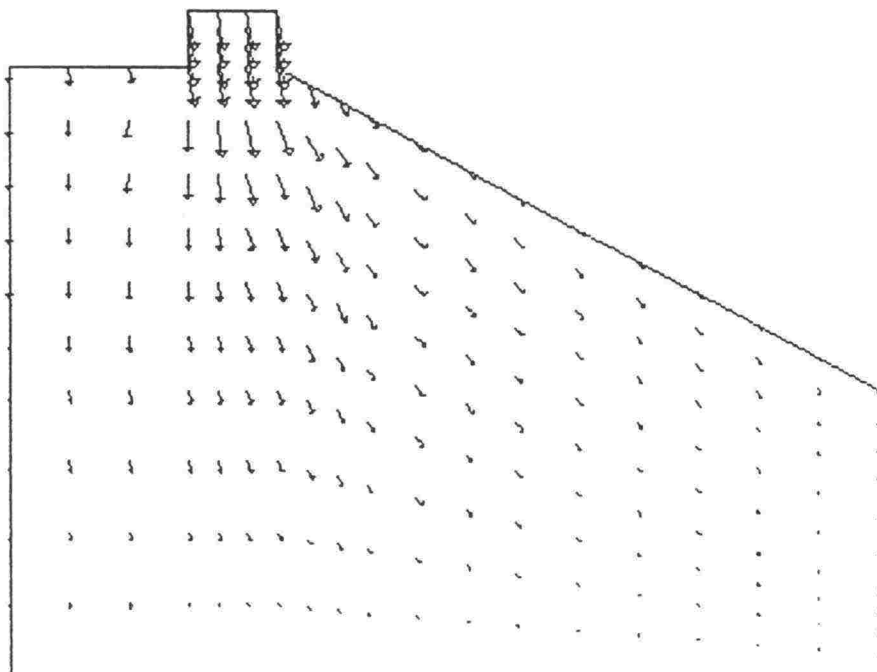
Dilataatiokulman käytöllä vektoreiden suuntaan voidaan vaikuttaa siten, että ne suuntautuvat selvemmin ylöspäin.

Maapohjan muodonmuutosmoduulin valinnalla voi myös olla merkitystä murtokuvion muotoon. Mikäli perustuksen alapuolisen maan moduulille annettaisiin pienempi muodonmuutosmoduulin arvo kuin luiskaan, saattaisi



Kuva 5.45

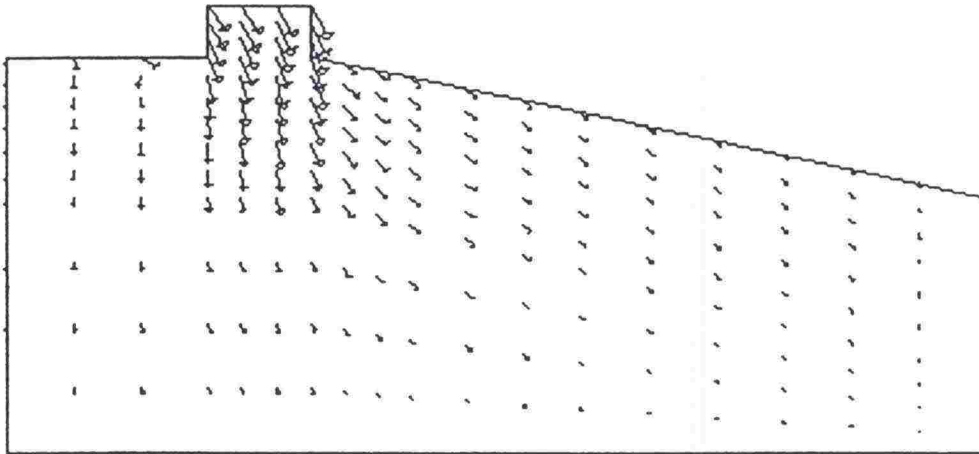
Kokeen Sr95B0L viimeisen konvergoineen kuormaportaan muodonmuutosvektorit.



Kuva 5.46

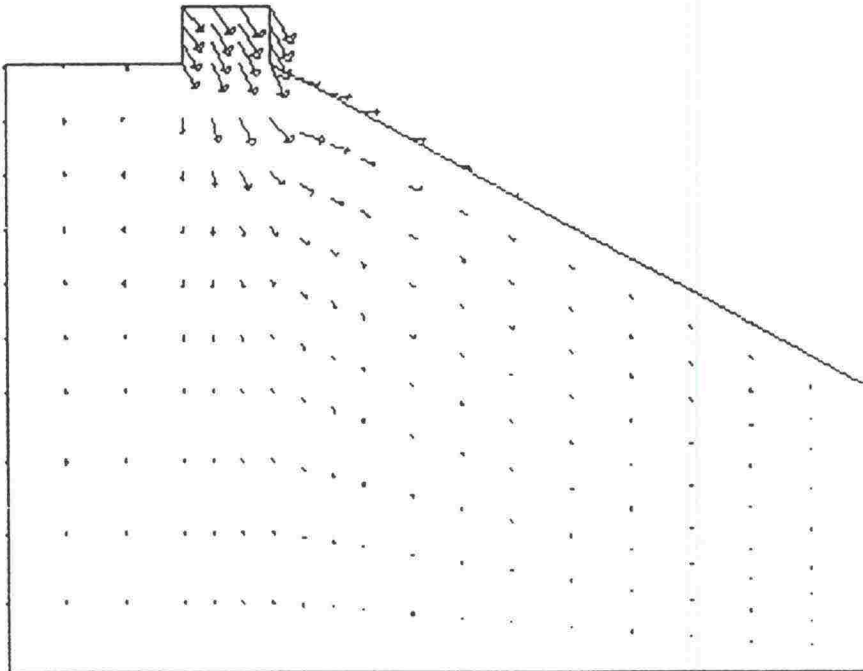
Kokeen Sr95B0J viimeisen konvergoineen kuormaportaan muodonmuutosvektorit.

vektoreiden suunta muuttua. Todellisuudessa kuormituksen loppuvaiheessa luiskun muodonmuutosmoduulin arvo on perustuksen alapuolista moduulia suurempi. Käyttämällä maapohjan eri osissa eri muodonmuutosmoduulien arvoja voidaan paikallista tilannetta kuvata ehkä todenmukaisemmin, mutta esimerkiksi maapohjan siirtymäkäyrät tulevat epäjatkuviksi.



Kuva 5.47

Kokeen Sr85B0L viimeisen konvergoineen kuormaportaan muodonmuutosvektorit.



Kuva 5.48

Kokeen Sr85B0J viimeisen konvergoineen kuormaportaan muodonmuutosvektorit.

Murtokuvioden muoto vastaa tiiviillä maapohjilla hyvin Prandtin murtokuvion muotoa. Löyhemmillä maapohjilla on selvemmin havaittavissa vain maapohjan tiivistymistä, eikä niinkään selvää murtokuviota.

5.8.9 Vertailu muihin FEM –ohjelmiin

Zsoil –laskelmien ja kuormituskokeen Sr95B0J tuloksia verrattiin Abaquksella, Plaxiksella ja Flacilla laskettuihin tuloksiin.

Abaqus –ohjelmalla laskettiin kantokyky dilataatiokulman arvoilla $\Psi = 0^\circ$, $\Psi = 5^\circ$ ja $\Psi = 14^\circ$. Laskelmissa on koheesiolla käytetty pientä laskennallista arvoa. Laskelmien tulokset on esitetty taulukossa 5.17.

Taulukko 5.17 Abaqus –laskelmien tulokset kokeessa Sr95B0J eri dilataatiokulman arvoilla. Laskelmien lähtöarvot ovat taulukon 5.14 mukaiset.

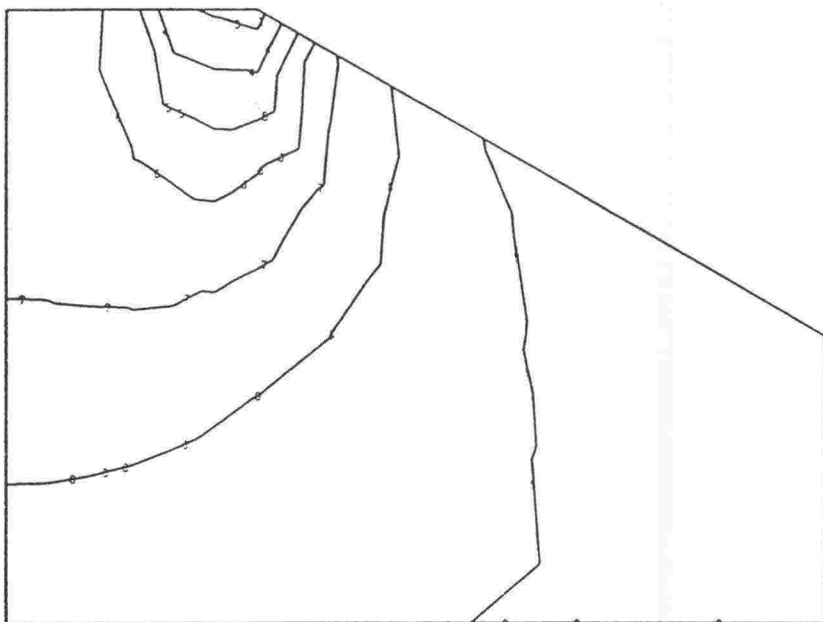
	KOE	ABAQUS	
Dilataatiokulma,°	q_m , kN/m ²	q_m , kN/m ²	s, mm
0	483	290	1,7
5	–	460	3,5
14	–	260	1,2

Dilataatiokulman arvolla $\Psi = 5^\circ$ vastaa murtokuorman arvo parhaiten kuormituskokeen tulosta. Laskelmista on havaittavissa, että suuremman dilataatiokulman käyttö ei lisää painumia tai kantokykyä.

Muodonmuutosvektorit käyttäytyivät Abaqus –laskelmissa samoin kuin Zsoilissa. Juuri ennen murtokuormaa vektoreiden ja siirtymän tasa–arvokäyrien suunta oli selvästi alaspäin. Kuvassa 5.49 on esitetty siirtymän tasa–arvokäyrät dilataatiokulman arvolla $\Psi = 5^\circ$ juuri ennen murtohetkeä.

Maanpinnan solmupisteissä tapahtui kuormituksen loppuvaiheessa liikettä ylöspäin. Solmut, joissa nousua tapahtui, olivat kuitenkin luiskan juuressa toisin kuin kuormituskokeissa, joissa murtopinta leikkasi maanpinnan luiskan puolivälissä.

Abaqus –laskelmien tulokset vastasivat suhteellisen hyvin Zsoililla laskettuja arvoja. Saavutetut murtokuormat jäivät Abaquksella laskien jonkin verran pienemmiksi kuin Zsoililla mutta molemmilla ohjelmilla laskien painumat olivat huomattavasti pienempiä kuin koekuormituksissa mitatut painumat.



Kuva 5.49

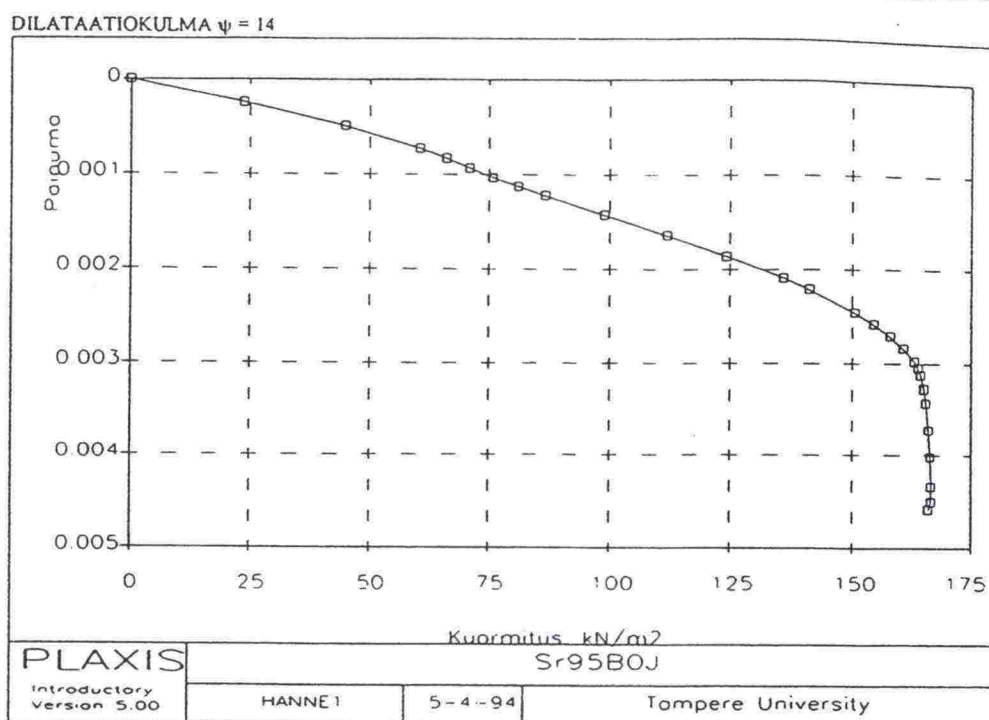
Kokeen Sr95B0J siirtymän tasa-arvokäyrät Abaqus –ohjelmalla juuri ennen murtokuormaa.

Plaxis –ohjelmalla laskettiin kokeen Sr95B0J kantokyvyn arvot myös dilataatiokulman arvoilla $\Psi = 0^\circ$, $\Psi = 5^\circ$ ja $\Psi = 14^\circ$. Laskelmien tulokset on esitetty taulukossa 5.18.

Taulukko 5.18 Plaxis –laskelmien tulokset kokeella Sr95B0J eri dilataatiokulman arvoilla. Laskelmien lähtöarvot ovat taulukon 5.14 mukaiset.

Dilataatiokulma,°	KOE	PLAXIS	
	q_m , kN/m ²	q_m , kN/m ²	s, mm
0	483	110	2,2
5	–	126	2,3
14	–	169	3,5

Kuvassa 5.50 on esitetty Plaxis–ohjelmalla laskettu kuormitus–painuma –kuvaaja dilataatiokulman arvolla $\Psi = 14^\circ$. Pystyakselin painuman arvojen yksikkö on kuvassa metri.



Kuva 5.50

Kokeen Sr95B0J kuormitus-painuma -kuvaaja Plaxis-ohjelmalla laskien dilataatiokulman arvolla $\Psi = 14^\circ$.

Plaxiksella saavutetut kantokyvyn arvot jäivät merkittävästi kuormituskokeen tuloksesta sekä muilla ohjelmilla lasketuista arvoista. Ohjelman mukaiset kantokyvyn arvot vastaavat lähinnä kantavuuskaavoilla saatuja kantokyvyn arvoja.

Vastaavaan tulokseen Plaxiksen osalta on päädytty myös aikaisemman koesarjan /27/ yhteydessä tehdyillä laskelmilla. Myös niissä etenkin soralla tehdyt laskelmat osoittautuivat huomattavasti varmalla puolella oleviksi.

Murtokuvion muoto ja muodonmuutosvektorit Plaxiksella laskien vastasivat muilla ohjelmilla laskettuja kuvion muotoja.

Differenssimenetelmään perustuvaa **Flac**-ohjelmaa testattiin kokeen Sr95B0L lähtöarvoin. Ohjelma vaatii lähtöarvoiksi leikkausmoduulin ja tilavuudenmuutosmoduulin, jotka määritettiin kaavoista 61 ja 62. Poissonin lukuna käytettiin arvoa $\nu = 0,3$.

$$G = \frac{E}{2(1 + 2\nu)} \quad (61)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (62)$$

Kokeen Sr95B0L murtokuorman arvo laskettiin taulukon 5.14 lähtöarvoin koheesiota varioimalla. Taulukossa 5.19 on esitetty laskelmista saadut tulokset.

Taulukko 5.19 Flac -laskelmien tulokset kokeella Sr95B0L eri koheesion arvoilla. Laskelmien lähtöarvot ovat taulukon 5.14 mukaiset.

	KOE	FLAC	
Koheesio, kN/m ²	q _m , kN/m ²	q _m , kN/m ²	s, mm
0	1125	–	–
4	–	780	8
4,9	–	810	10
8	–	1010	11

Flac-ohjelmalla lasketut murtokuormat ovat pienempiä kuin koekuormituksessa saavutetut murtokuorman arvot. Koheesiota kasvattamalla on murtokuorma saatu kuitenkin vastaamaan lähestulkoon kokeen murtokuormaa. Suuren koheesion käyttö ei kuitenkaan vastaa koekuormituksen todellista tilannetta, jossa koheesio on ollut mitätön.

Flac-ohjelmalla lasketut painumien arvot vastaavat paremmin koekuormituksissa mitattuja painumia kuin muilla ohjelmilla lasketut vastaavat arvot. Myös murtokuvion muoto on lähellä koekuormituksessa mitattua kuvion muotoa.

Flac-ohjelman käyttö on toistaiseksi ollut vähäistä. Oikeiden maaparametrien ja laskentamallien määrittämisellä ohjelmalla voidaan kuitenkin päästä lähelle koekuormituksissa mitattuja todellisia arvoja.

5.8.10 Yhteenveto

Murtokuorman määrittämiseen Zsoil -ohjelma soveltuu erittäin hyvin. Materiaaliparametrien huolellisella määrittämisellä voidaan saavuttaa tulokset, jotka vastaavat erittäin hyvin kuormituskokeilla saavutettuja kantokyvyn arvoja. Lisäksi maapohjan muodonmuutuskäyttäytyminen ohjelman mukaan vastaa koetulosten arvoja ja esitettyjä liukupintateorioita.

Painumien arvoiksi Zsoil antaa Drucker-Pragerin "SIMPLE"-mallilla epäilyttävän pieniä arvoja. Sekä Janbun deformaatioyhtälön että muodonmuutosmoduuliin perustuvan kaavan mukaan laskien on painumat Zsoilin arvoja suurempia. Koetulosten mukaiset painuman arvot ovat myös näitä arvoja huomattavasti suurempia. Myös muilla ohjelmilla lasketut painuman arvot jäivät koetulosten arvoja pienemmiksi. Drucker-Pragerin "EXTENDED" mallilla ja dilataatiokulman oikealla valinnalla painumien suuruus vastaa kuitenkin hyvin koekuormitusten painumia. Erityistä huomiota olisi kuitenkin kiinnitettävä muodonmuutosmoduulien määrittämiseen ja käyttöön.

Plastisoitumisen etenemisen arviointi Zsoilin tuloksien mukaan vastaa erittäin hyvin kuormituskokeiden tuloksia. Rajakuorman arviointi voidaankin tehdä suhteellisen luotettavasti myös Zsoililla määritetyistä painuma-kuormitus -kuvaajista.

Nyt tehtyjen laskelmien perusteella Zsoil-ohjelma soveltuu hyvin luiskan varaisten perustusten kantavuuslaskelmiin. Jokaisen laskentaongelman yhteydessä on materiaaliparametrit määritettävä kuitenkin huolella ja parametreille on tehtävä riittävä herkkyystarkastelu.

6 MITOITUSSUOSITUS

6.1 Yleistä

Koetulosten perusteella annettavaa mitoitussuositusta varten on löyhän maapohjan kuormituskokeet jätetty vertailun ulkopuolelle. Tätä voidaan perustella kahdella syyllä:

- 1) Löyhän maapohjan kuormitustulokset eroavat selvästi muista kokeista, jonka vuoksi niiden ei voida olettaa noudattavan perinteistä murtomallia.
- 2) Kaltevan maanpinnan varaan perustettaessa on maapohjan oltava vähintään keskitiivistä, jonka vuoksi löyhän maapohjan kuormitustulokset eivät sellaisenaan ole käyttökelpoisia suositusta muotoiltaessa.

Mitoitusmenetelmien lopulliseen vertailuun on otettu mukaan tielaitoksen käyttämä menetelmä, Brinch-Hansenin, Vesicin, Meyerhofin ja Grahamin menetelmät sekä Ballan teoria. Tielaitoksen tämänhetkinen mitoitusmenetelmä vastaa sekä DIN 4017-normin että Eurokoodin luonnosehdotuksen mukaista laskentamenetelmää sillä erotuksella, että DIN 4017 -normin luonnosehdotuksessa on esitetty kaksi luiskun kaltevuuskerrointa, jotka sijoitetaan kantavuuskaavan termeihin. Ballan teoria on otettu mukaan, koska uusien Tukitelineohjeiden mitoitussuositus on kyseisen teorian mukainen.

6.2 Tämän hetkinen laskelmien varmuustaso

Pohjarakennusohjeiden /33/ mukaan maanvaraisen perustuksen kantokyvyn kokonaisvarmuuden tulee olla vähintään $F = 2,0$. Kokonaisvarmuus voidaan korvata materiaaliosavarmuuskertoimella, joka kitkakulman tangentilla on Pohjarakennusohjeiden mukaan $f = 1,25$.

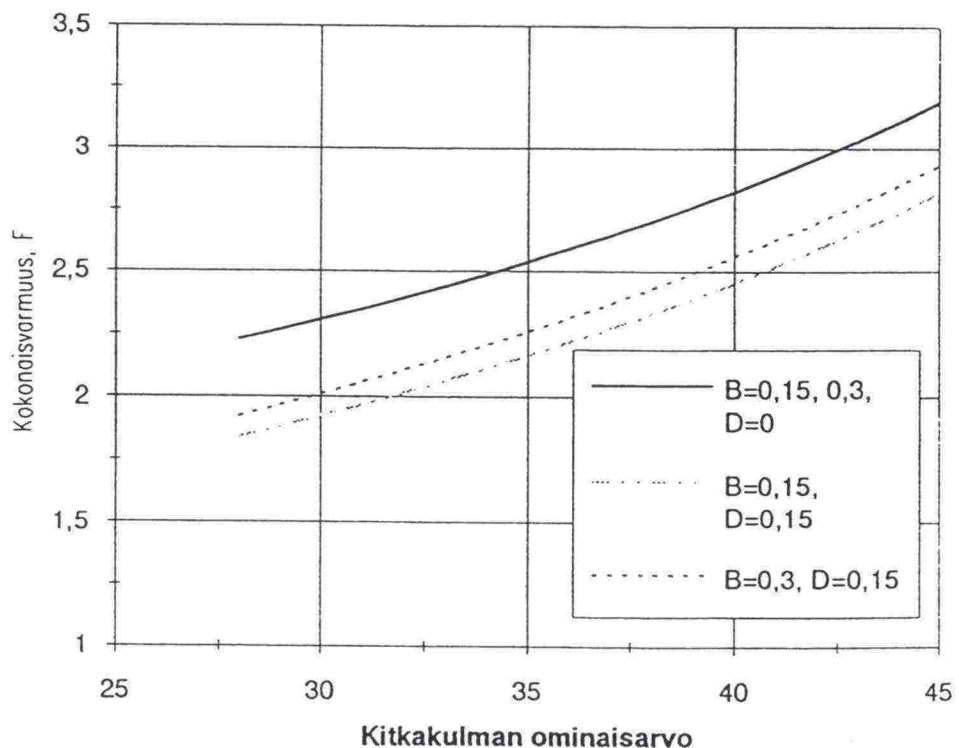
Tukirakenteen sortumalle Pohjarakennusohjeet esittää kokonaisvarmuudeksi $F = 1,8$, mikäli vaikutusalueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita, ja $F = 1,5$ kun on kyse pelkästä tukirakenteen sortumasta. Tielaitoksen käyttämä mitoitusmenetelmä noudattaa Pohjarakennusohjeiden mukaista varmuustasoa. Lisäksi tielaitoksella on käytössä kitkakulman tangentin osavarmuuskerroin $f = 1,20$, jota voidaan käyttää täyteele perustettaessa mikäli täyte on tiivistetty asianmukaisella tavalla /38/.

Eurokoodin luonnosehdotuksen /6/ mukaan kitkakulman tangentille esitetään osavarmuuskerrointa $f = 1,25$. Kuormapuolen osavarmuuskertoimet ovat oman painon ja pysyvän kuorman osalta $f = 1,0$ sekä muuttuvalla kuormalla $f = 1,5$. Käyttämällä osavarmuuskertoimia sekä kuorma- että

kapasiteettipuolella, saadaan perustuksen kokonaisvarmuudeksi hieman yli kaksi muuttuvan kuorman määrästä riippuen.

Mikäli maapohjan kantokyky lasketaan Pohjarakennusohjeiden kantavuuskaavalla, on Tukitelineohjeiden /36/ mukaan kitkakulman osavarmuuskertoimenä käytettävä vähintään $f = 1,10$ tai vaihtoehtoisesti kokonaisvarmuuskerrointa $F = 1,50$. Tämä varmuustaso on otettu huomioon Tukitelineohjeiden mitoitusaulukossa.

Kitkakulman osavarmuuskerroin $f = 1,25$ vastaa pienillä kitkakulman arvoilla kokonaisvarmuuskerrointa $F = 2,0$. Kuvasta 6.1 voidaan kuitenkin nähdä, että jo kitkakulman ominaisarvolla $\varphi = 32,5^\circ$ on kantokyvyn kokonaisvarmuus yli kahden kapeilla matalaperustuksilla. Kitkakulman arvolla $\varphi = 40^\circ$ kokonaisvarmuus lähenee jo arvoa 2,5. Tämän perusteella vaikuttaisi siltä, että ainakin matalaperustuksien kantokykyä laskettaessa kitkakulman osavarmuuskerroin $f = 1,25$ on liian suuri.

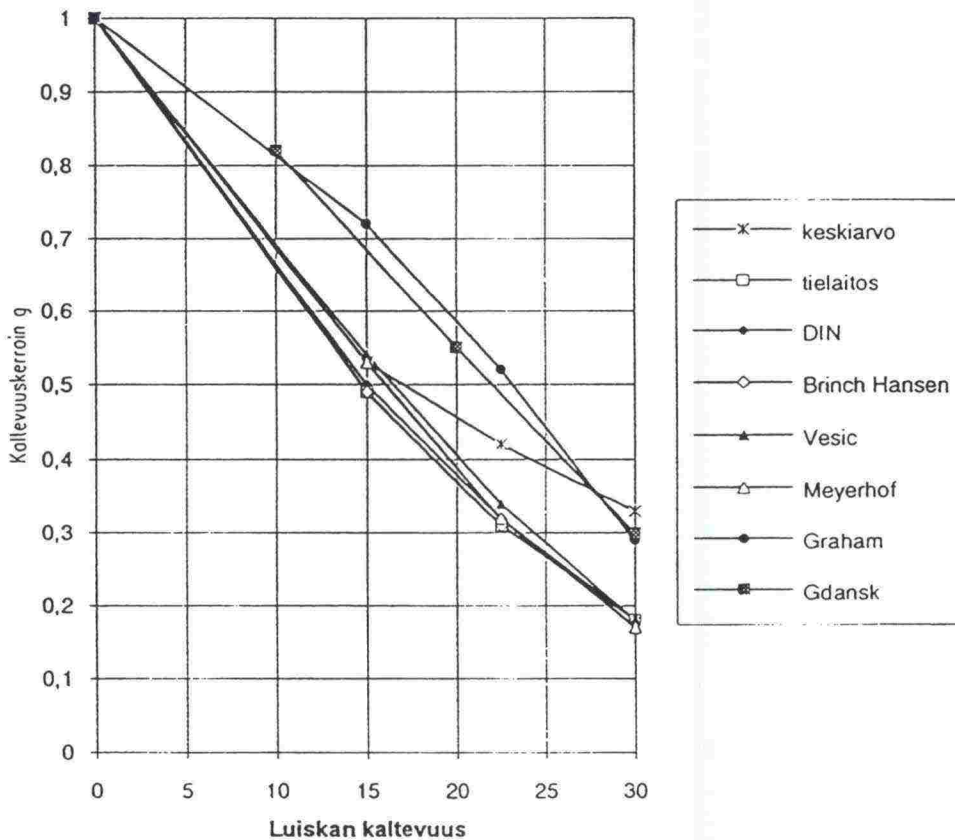


Kuva 6.1

Kitkakulman osavarmuuskertoimen $f=1,25$ vaikutus kantokyvyn kokonaisvarmuuskertoimeen kitkakulman ominaisarvon funktiona.

6.3 Koetulosten tarkastelu annettavaa suositusta ajatellen

Keskittiiviin ja tiiviin soran kokeissa oli kaikissa havaittavissa luiskan kaltevuuden vähentävä vaikutus maapohjan kantokykyyn. Vertailtaessa koetuloksia esitettyihin teorioihin, oli tulosten eroavuus voimakkaasti riippuvainen luiskan kaltevuuskulmasta. Kuvassa 6.2 on esitetty koetulosten, teorioiden sekä Gdanskin teknillisessä korkeakoulussa tehtyjen kokeiden mukaiset luiskan kaltevuuskertoimet luiskan kaltevuuden funktiona. Kuvasta 6.2 voidaan havaita, että esitettyjen teorioiden ja koetulosten erot kasvavat sitä suuremiksi mitä jyrkempi luiska on.



Kuva 6.2

Luiskan kaltevuuskertoimet luiskan kaltevuuden funktiona.

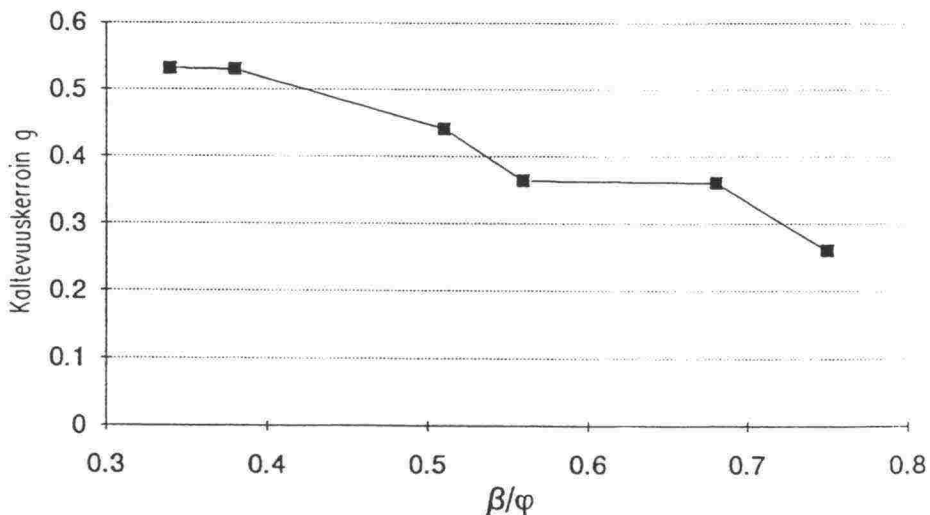
luiskan kaltevuudella 15° ($\beta/\varphi \leq 0,38$) luiskan kaltevuuskertoimet vastaavat toisiaan hyvin: koetulosten keskiarvo on 0,53 ja teorioiden kaltevuuskertoimet vaihtelevat välillä 0,49–0,54 lukuunottamatta Grahamin teoriaa, jonka kaltevuuskerroin on 0,73.

Luiskan kaltevuudella $22,5^\circ$ ($\beta/\varphi \leq 0,56$) kaltevuuskertoimien erot kasvavat. Koetulosten keskiarvo on 0,42, kun taas teorioiden vaihteluväli on 0,31–0,34 (Graham 0,53). Teorioiden esittämät kaltevuuskertoimet ovat keskimäärin n. 25 % koetulosten kertoimia pienempiä.

Luiskan kaltevuudella 30° ($\beta/\varphi \leq 0,75$) on koetulosten ($K_a = 0,33$) ja teorioiden arvoilla ($K_a = 0,17$ – $0,18$, Graham 0,29) huomattava ero, koetulosten kaltevuuskertoimet ovat keskimäärin kaksinkertaisia esitettyihin teorioihin verrattuna. Mikään esitetyistä teorioista Grahamin teoriaa lukuunottamatta ei vastaa koetuloksista saatuja kaltevuuskertoimia.

Koetulosten perusteella olisi havaittavissa, että käytössä olevat teoriat aliarvioivat luiskan varaisten perustusten kantokykyä. Tätä johtopäätöstä tukevat myös Gdanskissa tehdyt koekuormitukset. Niiden mukaan teoreettiset laskelmat pätevät hyvin koetulosten kanssa suhdeluvun β/φ ollessa $\leq 0,6$, jolloin tulosten ero on n. 20 %. Suhdeluvun arvolla $\beta/\varphi \approx 0,9$ on koetulosten kaltevuuskertoimet kaksinkertaisia teorioiden kertoimiin verrattuna.

Koetulosten kaltevuuskertoimet β/φ suhteen avulla esitettynä on kuvassa 6.3.

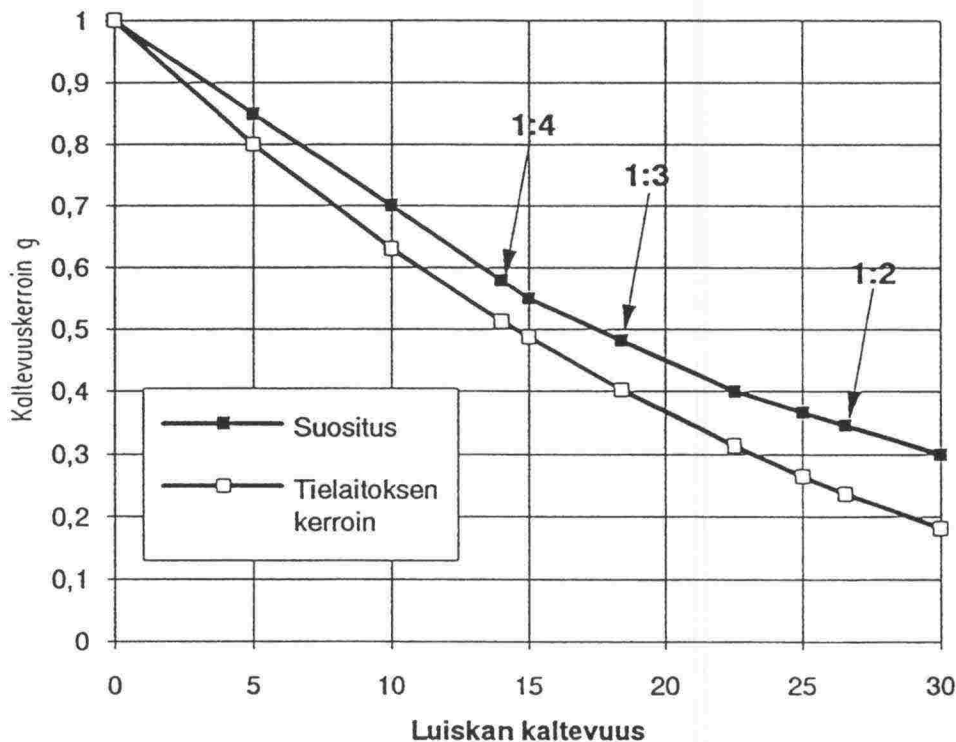


Kuva 6.3

Luiskan kaltevuuskertoimet kaltevuuden ja kitkakulman osamäärän funktiona.

6.4 Luiskan kaltevuuskertoimet koetulosten pohjalta

Koska yksikään esitetyistä teorioista ei vastaa koetulosten luiskan kaltevuuskertoimien arvoja, on aiheellista harkita koetuloksiin pohjautuvan reduktiokerroindiagrammin laatimista. Koetulosten perusteella voidaan kaltevuuskertoimien arvioinnissa käyttää esimerkiksi kuvan 6.4 mukaista diagrammia. Kuvassa on esitetty lisäksi tielaitoksen ohjeen /38/ mukaiset kaltevuuskertoimet.



Kuva 6.4

Koetulosten perusteella määritetty kaltevuuskorjausdiagrammi luiskan kaltevuuden funktiona.

Kuvan 6.4 mukaiset luiskan kaltevuuskertoimet vastaavat koetuloksista saatuja arvoja, joita Gdanskin teknillisessä korkeakoulussa tehdyt kokeelliset tutkimukset myös tukevat. Kertoimet on valittu noudattaen keskitiiviiden ja tiiviiden kokeiden keskiarvoa. Yksittäisten kokeiden kaltevuuskertoimet saattavat olla esitettyjä arvoja pienemmät, mutta tilastollisen hajonnan puitteissa keskiarvot täsmäävät valittujen arvojen kanssa. Luiskan kaltevuuskertoimien arvot ovat samat sekä keskitiiviillä että tiiviillä maalajilla, joiden välillä ei kertoimien arvoissa ollut mainittavia eroavuuksia.

Kuvan mukaisten kaltevuuskertoimien käyttö on suositeltavampaa kuin teorioiden esittämien kertoimien, koska tulokset on saatu todellisista tilannetta vastaavista koekuormituksista ja ovat sinällään luotettavampia kuin erilaisin lähtöolettamuksin esitetyt teoriat. Teorioiden lähtöolettamuksiin sisältyy niin paljon jopa kinemaattisesti mahdottomia oletuksia, että niiden antamat tulokset ovat vain arvioita todellisista arvoista.

6.4 Suositus luiskan varaisten tukitelineiden kantokyvyn laskemiseksi

Tutkittaessa tukitelineperustusten kantokykyä tasaisen maan varassa, vastasivat Ballan teorian mukaiset murtokuorman arvot parhaiten koekuormitusten tuloksia /27/. Uusiin Tukitelineohjeisiin /36/ otettiin tämän perusteella mitoituslähtökohdaksi Ballan teoria. Tästä johtuen myös luiskan varaisia tukitelineitä mitoitettaessa on syytä ottaa lähtökohdaksi sama teoria. Tukitelineohjeissa /36/ on annettu taulukko keskitiiviin ja tiiviin soran ja hiekan geoteknisen kantokyvyn määrittämiseksi (*taulukko 6.1*). Taulukon arvot on määritetty maan kapasiteetin kokonaisvarmuudella 1,5 ja taulukkoon sisältyy myös materiaali-osavarmuus n.1,15.

Luiskan varaisten tukitelineiden kantokyky voidaan määrittää *taulukon 6.1* ja *kuvan 6.4* avulla. *Taulukosta 6.1* saatava tasaisen maan kantokyvyn arvo kerrotaan *kuvasta 6.4* saatavalla luiskan kaltevuudesta riippuvalla kaltevuuskertoimella.

Kuvan 6.4 mukainen diagrammi on määritelty ainoastaan soralla suoritettujen kokeiden perusteella. Diagrammia voidaan kuitenkin käyttää myös hiekan kantokykyä laskettaessa, koska hiekalla esiintyy luonnonkosteana useimmiten näennäistä koheesiota ja tämän johdosta *taulukko 6.1* ja *kuva 6.4* on hiekan osalta soraa varmemmalla puolella.

Taulukko 6.1

*Ballan teorian mukaan lasketut sora- ja hiekka-
maaperän geoteknisen kantokyvyn laskenta-arvot
maaperän kapasiteetin kokonaisvarmuudella 1,5
perustuksen leveyden B, perustamissyvyyden D ja
maan tiiviiden funktiona. Materiaaliosavarmuus
n.1,15.*

MAALAJITIEDOT			B=0,15 m			B=0,3 m		
	φ [°]	γ [kN/m ³]	D [m]			D [m]		
			0	0,10	0,20	0	0,10	0,20
Hk K T	35	18,0	80	160	250	160	230	320
	38	19,0	140	265	390	285	415	530
Sr K T	37	19,0	125	235	340	245	345	470
	40	20,0	215	380	540	430	590	755

6.6 Suositus kantokyvyn laskemiseksi Eurokoodin mukaisesti

Eurokoodin luonnosehdotuksen /6/ mukaan tasaisen maan geotekninen kantavuus määritetään DIN 4017 –normin mukaisesti. Tämä menetelmä vastaa myös tielaitoksen tämänhetkistä laskentatapaa. Eurokoodi ei ota kantaa luiskan aiheuttamaan kantokyvyn vähennykseen, jonka vuoksi kaltevuuskorjauksen määrittäminen jää kunkin maan omaan harkintaan.

Edellisessä tutkimuksessa /27/ sekä kappaleessa 5.4.2 DIN 4017 –normin mukainen kapeiden perustusten mitoitustapa todettiin huomattavan ylimitoitavaksi jo tasaisen maan kantokykyä laskettaessa. Tämän vuoksi ei Eurokoodin mitoitussuositus ole paras mahdollinen lähtökohta haettaessa taloudellista mitoitusvaihtoehtoa.

Kappaleessa 6.4 on esitetty kaltevuuskorjausdiagrammi (*kuva 6.4*), jota voidaan käyttää mitoitettaessa luiskan varaisia perustuksia Eurokoodin mukaan. Diagrammista saatavalla kertoimella kerrotaan tasaisen maan kantokyky, johon on sisällytetty laskelmien vaatimat varmuuskertoimet. Diagrammin kaltevuuskertoimet on määritetty kapeilla matalaperustuksilla ($D/B = 0$, $D/B = 0,5$ ja $D/B = 1$) tehdyin kuormituskokein. Tulosten voidaan olettaa pätevän suuremmillakin perustuksilla, mikäli perustuksen suhteellinen perustamissyvyys D/B vastaa koekuormitusten suhdelukuja. Samaan tulokseen on päädytty muissakin kokeellisissa tutkimuksissa /8, 29, 42/.

Käyttämällä *kuvan 6.4* mukaisia kaltevuuskertoimia, saadaan tielaitoksen mitoitusmenetelmän ylikapasiteettia vähennettyä n. 30 %. Laskentamenetelmien sisäisiä varmuuksia on vertailtu *taulukossa 6.2*.

Taulukko 6.2

Tielaitoksen mitoitusmenetelmän ja mitoitussuosituksen sisäiset varmuudet luiskan kaltevuuden funktiona.

Luiskan kaltevuus	Tielaitoksen menetelmä	Mitoitussuositus
15°	2,97	1,72
22,5°	3,69	2,86
30°	4,81	4,29
	Ka=3,82	Ka=2,98

Laskentamenetelmän ollessa rajattu yhteen menetelmään, jää ainoaksi vaihtoehdoksi ylikapasiteetin vähentämisessä varmuuskertoimien pienentäminen. Eurokoodin luonnosehdotuksessa on kitkakulman tangentille esitetty osavarmuuserointia $f=1,25$, jolla geoteknisen kapasiteetin kokonaisvarmuus on usein yli kahden (kuva 6.1). Lisäksi kun otetaan huomioon kuorman osavarmuuseroin $f = 1,5$ muuttuvalla kuormalla, nousee rakenteen kokonaisvarmuus vielä suuremmaksi.

Pyrittäessä perustusrakenteiden kokonaisvarmuuteen $F = 2,0$, on aiheellista miettiä kitkakulman tangentilla käytetyn osavarmuuskertoimen pienentämistä esimerkiksi $f = 1,2$:een. Tämän osavarmuuskertoimen käyttö on mahdollista tielaitoksen ohjeen /38/ mukaan perustettaessa hyvin tiivistetylle täytteelle. Siltarakenteet, ainakin tukirakenteet, perustetaan usein täytteelle, joten sillan-suunnittelussa on mahdollista pyrkiä osavarmuuskertoimen $f = 1,20$ käyttöön nykyisen $f = 1,25$ sijasta.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

Kaltevan maanpinnan varaiset perustukset mitoitetaan tällä hetkellä Suomessa tielaitoksen julkaisun "Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa" /38/ mukaan. Tasaisen maanpinnan kantokyky lasketaan DIN 4017 -normin mukaisesti, jonka jälkeen kantokykyä ohjeen mukaan vähennetään luiskankaltevuudesta riippuvalla kertoimella g (kaava 63).

$$g = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 \quad (63)$$

Kerroin g aiheuttaa esimerkiksi 15° maanpinnan kaltevuudella 52 %:n ja 30° kaltevuudella 82 %:n vähennyksen maapohjan kantokykyyn. Kaavan mukaista kaltevuuskerrointa ei kokeellisella tutkimuksella ole aiemmin testattu. Nyt tehdyn tutkimuksen perusteella kaavan mukainen kaltevuuskerroin antaa liian pieniä kantokyvyn arvoja etenkin jyrkillä luiskankaltevuuksilla. Koekuormitustulosten ja muissa maissa tehtyjen tutkimusten perusteella on annettu suositus luiskankaltevuuskerroinien määrittämiseksi.

Matalaperustusten kantokyvyn laskemiseksi on esitetty useita teorioita. Kuitenkin vain muutamissa teorioissa on mahdollista ottaa maanpinnan kaltevuus huomioon. Teoriat esitetään useimmiten yleisen kantavuuskaavan muodossa ja maanpinnan kaltevuus otetaan huomioon kaavan termeihin sijoitettavilla maanpinnan kaltevuuskertoimilla. Maanpinnan kaltevuuskertoimet on määritetty hyvin erilaisin lähtöolettamuksin ilman kokeellisia tutkimuksia. Tämän vuoksi kaltevan maanpinnan kantokyvyn mitoitusmenetelmät antavat hyvin erilaisia tuloksia ja osa tuloksista on jopa epävarmalla puolella.

Useimmat klassiset kantokyyteoriat perustuvat Prandtin teoriaan. Teorian yksinkertaistetuista lähtöolettamuksista johtuen on Prandtin teorian mukainen mitoitusmenetelmä varmalla puolella. Prandtin teoriassa on lähtöoletuksena käytetty mm., että perustustason yläpuolisella maalla ei ole lujuutta ja että perustustason alapuolisen maan tilavuuspaino on nolla.

Brinch-Hansenin esittämä kantokyyteoria /11/ perustuu myös Prandtin teoriaan. Brinch-Hansenin teoria on monipuolisin esitetyistä kantokyyteorioista: sillä voidaan ottaa huomioon mm. maanpinnan, perustuksen ja kuorman kaltevuudet. Muita Prandtin teoriaan perustuvia kantokyvyn laskentamenetelmiä ovat mm. Meyerhofin vanha ja uusi teoria sekä Vésicin teoria.

Myöhemmin on esitetty teorioita, jotka ottavat maan todelliset lujuusominaisuudet ja murtokuvion muodon tarkemmin huomioon kuin Prandtin teoria. Näillä kantokyyteorioilla pystytään maapohjan kantokyykyä arvioimaan tarkemmin ja realistisemmin kuin klassisilla teorioilla. Uusien mitoitusmenetelmien ongelmana on kuitenkin se, että ne on määritetty vain suppeaa käyttö-

tarkoitusta varten, eivätkä ne sovellu kaikkien mitoitusongelmien ratkaisuun. Teoriat asettavat rajoituksia mm. perustamissyvyydelle, maan sisäiselle kitkakulmalle, perustuksen leveydelle ja pituudelle sekä perustuksen sijainnille luiskaan nähden. Yleistä teorioille on myös se, että niillä pystytään laskemaan ainoastaan keskeisesti ja pystysuoraan kuormitettuja perustuksia.

Teorioiden materiaaalimallit ovat yleensä jäykkiä ideaaliplastisia. Osa myöhemmin esitetyistä kaltevan maanpinnan mitoitusmenetelmistä perustuvat myös kimmoisiin maamalleihin. Todellisuudessa maa ei kuitenkaan käyttäydy kummankaan materiaaalimallin mukaisesti, vaan lähes aina maapohjassa tapahtuu pysyviä muodonmuutoksia jo ennen murtorajan saavuttamista. Tämän vuoksi tällä hetkellä käytössä olevilla kaltevan maanpinnan mitoitusmenetelmillä pystytään ainoastaan arvioimaan maapohjan kantokykyä. Myöhemmin olisi syytä kehittää maamalleja ja laskentamenetelmiä, jotka ottavat maan muodonmuutokset huomioon jo pienemmillä jännitystasoilla.

Tällä hetkellä eri maiden kansallisissa suunnitteluohjeissa on hyvin vähän viittauksia kaltevan maanpinnan kantokyvyn mitoitusmenetelmiin. Esimerkiksi saksalaisissa DIN-normeissa on luiskan kaltevuuskertoimet sisältävä normi vasta luonnosasteella. Myöskään eurokoodin luonnosehdotuksessa /6/ ei ole minkäänlaista suositusta kaltevan maanpinnan kantokyvyn laskemiseksi. Tasaisen maan kantavuuskertoimiksi eurokoodi esittää DIN 4017 -normin mukaisia kantavuuskertoimia.

Viimeisen kahdenkymmenen vuoden aikana on kaltevan maanpinnan kantokyvystä tehty useita tutkimuksia. Täysimittakaavaisia kokeita on tehty kuitenkin vähän eikä kaikkia ole edes raportoitu kansainvälisessä kirjallisuudessa. Hyvin harva koesarja myöskään kattaa kaikkien muuttujien variointin, jonka vuoksi yhdenmukaisten johtopäätösten tekeminen tehtyjen tutkimusten perusteella on lähes mahdotonta.

Yksi laajimmista koesarjoista on tehty Puolassa, Gdanskin teknillisessä korkeakoulussa /42/. Koesarja käsitti yhteensä 347 sekä lankamallilla että kitkamaalajilla tehtyä koetta. Kokeista saadut kantokyvyn arvot olivat tavanomaisilla perustustapauksilla esitettyihin kantokykyteorioihin verrattuna keskimäärin kaksinkertaisia. Mikäli kokeessa oli useampia muuttujia, kuten kuorman ja luiskan kaltevuus, olivat kokeista saadut kantokyvyn arvot vielä suurempia.

Muita merkittäviä koesarjoja on tehty mm. Kanadassa ja Japanissa /9, 14, 15, 18, 29, 30/. Kokeet ovat yleensä liittyneet uuden teorian kokeellisiin varmistuksiin. Myös näissä koesarjoissa on klassisten mitoitusmenetelmien todettu olevan selvästi varmallalla puolella. Uusien esitettyjen mitoitusmenetelmien

mukaan laskettujen kantokykyjen arvot on todettu vastaavan paremmin koekuormitusten arvoja.

Tässä tutkimuksessa tehtiin 30 koetta perustusten kantokyvystä kaltevan maanpinnan varassa. Koesarjaa edelsi tutkimus "Tukitelineperustusten kantokyky" /27/, jossa tutkittiin pitkänomaisten perustusten kantokykyä tasaisella maalla. Tässä työssä käytettiin edellisen tutkimuksen kaltaisia koejärjestelyjä, joten tulosten keskinäinen vertailu oli mahdollista.

Kun koekuormitusten tuloksia verrattiin esitettyihin kantokykyteorioihin, suurin osa teorioista antoi liian pieniä kantokyvyn arvoja koetuloksiin nähden. Jaettaessa teorioiden sisäinen varmuus kantavuus- ja kaltevuuskertoimien sisäiseksi varmuudeksi, suurimmat sisäiset varmuudet ovat kantavuuskertoimissa. Brinch-Hansenin teorian mukaisten kantavuuskertoimien sisäinen varmuus on suurin. Myös tielaitoksen käyttämiin kantavuuskertoimiin sisältyy huomattavasti ylimääräistä varmuutta. Pienimmät sisäiset varmuudet on Ballan teoriaan mukaan lasketuissa kantokyvyn arvoissa.

Luiskan kaltevuuskertoimien sisäinen varmuus lisääntyy luiskan kaltevuuden kasvaessa. Luiskan kaltevuudella 15° on kaltevuuskertoimien varmuus kaikilla teorioilla hieman yli yhden, mutta luiskan kaltevuuden kasvaessa $22,5^\circ$:een sisäinen varmuus kasvaa n. 1,5:een. Luiskan kaltevuudella 30° on kaltevuuskertoimien sisäinen varmuus löyhällä maapohjalla yli kolmen, keskitiivillä n. 1,4 ja tiivillä yli kahden. Löyhän maapohjan kaltevuuskertoimien suuri sisäinen varmuus johtuu siitä, että löyhän maapohjan kokeissa ei luiskan kaltevuudella todettu olevan vaikutusta perustuksen kantokykyyn. Kantavuuskaavat taas ottavat luiskan kaltevuuden huomioon maapohjan tiiviysasteesta huolimatta aina samalla tavalla, mikä selittää näiden kokeiden suuren sisäisen varmuuden.

Maapohjan plastisoitumista tarkasteltiin maanpinnan muodonmuutoskäyttäytymisen ja kuormitus-painuma -kuvaajien avulla. Molemmilla määrittäytavoilla arvioidut rajakuorman arvot korreloivat keskenään erittäin hyvin. Rajakuorma saavutettiin kokeissa keskimäärin arvolla $0,53 \times$ murtokuorma. Rajakuorman arvo vaihteli molempiin suuntiin n. 16 %, joten tarkkaa arvoa plastisoitumisen alkamiselle ei voitu arvioida. Löyhän maapohjan kokeissa rajakuorma saavutettiin yleensä jonkin verran tiiviin maapohjan kokeita aikaisemmin, samoin leveillä perustuksilla kapeita perustuksia aikaisemmin.

Liukupinnan muotoa tutkittiin kuormituskokeissa maahan lyötävien siirtymävaijerien avulla. Kokeissa mitattuja liukupinnan muotoja verrattiin Prandtlin teorian mukaisiin liukupintoihin. Yleisesti ottaen Prandtlin mukainen liukupinnan muoto vaikuttaa varsin oikealta. Eri kokeissa on aktiivinen murtokulma kuitenkin vaihdellut Prandtlin mukaisen kulman arvon $45^\circ + \phi/2$ molemmin

puolin eikä liukupinnan ja maanpinnan leikkauspiste aina ole täsmännyt Prandtin teorian mukaiseen liukupinnan muotoon.

Painumia tarkasteltiin rajakuorman suuruisilla kuormituksilla. Kuormitus- kokeissa mitatut painumat olivat suuria verrattuna painumateorioiden mukai- siin arvoihin. Suuriin eroihin painumien arvoissa voi olla monia syitä, kuten painumateorioiden soveltumattomuus luiskän varaisille perustuksille ja sivusiirtymien painumaa lisäävä vaikutus. Eniten painumaeroihin ovat toden- näköisesti kuitenkin vaikuttaneet työtekniset seikat. Perustusta paikalleen asetettaessa on maapinta löyhtynyt sen verran, että kuormituksen alkuvai- heessa syntyneet painumat ovat johtuneet löyhän pintakerroksen tiivistymi- sestä alempia maakerroksia vastaavaan tiiviyteen.

Luiskän varaisten perustusten kantokykyongelmaa lähestyttiin myös element- timenetelmään perustuvan ohjelman, Zsoilin avulla. Ohjelmalla lasketut kantokyvyn arvot korreloivat hyvin koekuormitustulosten kanssa. Myös rajakuormien arvot vastasivat hyvin koekuormitusten tuloksia. Murto- ja rajakuormat vastasivat parhaiten mitattuja arvoja ilman dilataatiokulmaa.

Laskettaessa painumia Zsoililla käyttämättä lainkaan dilataatiokulmaa jäivät painumat kokeissa mitattuja ja painumakaavoilla laskettuja painumia pienem- miksi. Dilataatiokulmaa käyttämällä painumat vastasivat paremmin kuormitus- kokeissa mitattuja painumia. Jotta maan muodonmuutoskäyttäytymistä voitaisiin todenmukaisesti kuvata, tulisi laskelmissa käyttää dilataatiokulmaa.

Laskettaessa maamekaniikan ongelmia elementtimenetelmällä on maapara- metrien määrittäminen tehtävä erittäin huolella, koska pienetkin parametrien muutokset aiheuttavat ratkaisevia muutoksia laskelmien tuloksiin. Kuitenkin oikeilla parametreilla laskien saavutetaan Zsoililla hyviä arvoja koekuormitus- tuloksiin nähden.

Nyt ja aiemmin tehtyjen kuormituskokeiden perusteella annettiin mitoitus- suositus luiskän varaisille perustuksille. Suositus on jaettu kahteen osaan: tukitelineperustukset ja pysyvät rakenteet. Luiskän varaiset tukiteline- perustukset suositellaan mitoittettavaksi tukitelineohjeen /36/ mukaan siten, että tasaisen maan kantokyky kerrotaan luiskän kaltevuudesta riippuvalla kertoimella (kuva 6.4). Kertoimen arvot on valittu kuormituskokeista tilastollisin perustein.

Pysyvien rakenteiden mitoituksessa suositellaan käytettäväksi eurokoodin mukaista mitoitus tapaa. Menetelmä on sama, joka tielaitoksella on jo käytös- sä. Menetelmän sisäistä varmuutta voidaan pienentää käyttämällä suosituk- sen mukaisia luiskän kaltevuuskertoimia. Ylimääristä varmuutta voidaan vähentää n. 30 % käyttämällä suosituksen mukaisia kaltevuuskertoimia.

8 LIITTEET

- | | |
|--|------|
| 1. Puolassa tehtyjen koekuormitusten tulokset
kaikilla kuormitusyhdistelmillä | 1 s. |
| 2. Rekisteröintiohjelman listaus | 9 s. |
| 3. Kuormituspöytäkirja | 1 s. |
| 4. Yksittäisten kokeiden kuormitus-painuma -kuvaajat | 6 s. |

Merkintöjen selitykset:

q_R = kuormitus-painuma -kuvaajalta luettu rajakuorma

q_H = kuorma, jolla ensimmäiset halkeamat havaittu

q_M = kokeen murtokuorma

- | | |
|--|------------|
| 5. Teorioiden sisäiset varmuudet kuormitustuloksiin verrattuna | 2 s. |
| 6. Kokeista mitatut liukupinnat, Prandtin teoreettiset
liukupinnat sekä kokeissa havaitut maanpinnan nousut | 9 s. |
| Liukupinnan muodot on piirretty mittakaavassa 1:20
ja maanpinnan nousut mittakaavassa 1:2. | Yht. 28 s. |

9 KIRJALLISUUSLUETTELO

- 1 Autio, Tuula. Penkereen varaan perustetun sillan päätytuen kantokyky. Diplomityö 1984. Oulun yliopisto, Rakentamistekniikan osasto.
- 2 Bauer, G. E., et.al.1981. Bearing capacity of footings in granular slopes. Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engrg., Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 2, s. 33–36.
- 3 Bowles, J. E. Foundation Analysis and Design. 4th edition. McGraw-Hill international editions, Civil Engineering series.
- 4 Britto, A. M., Gunn, M. J. Critical state soil mechanics via finite elements. Ellis Horwood series in civil engineering. Unwin Bros. of Woking, Great Britain 1987.
- 5 Canadian geotechnical society. Canadian Foundation engineering manual. 2nd edition. March 1987. 456 p.
- 6 CEN–European Committee for Standardization. Eurocode 7 Part 1. Geotechnical Design, General Rules. Working document. 4th Version. February 1993.
- 7 DIN 4017. Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. Deutsche norm. Entwurf. Dezember 1988.
- 8 Gemperline, M.C., Hon-Yim, K. Centrifugal model tests for ultimate bearing capacity of footings on steep slopes in cohesionless soils. Proceedings of a symposium on the Application of centrifuge modelling to geotechnical design, Manchester 16–18 April, 1984.
- 9 Graham, J., Andrews, M. and Shields, D. H. 1988. Stress Characteristics for shallow footings in cohesionless slopes. Can. Geotech. J., 25(2), s. 238 – 249
- 10 Hansen, J., Brinch. A general Formula for bearing capacity. Bulletin no. 11. Danish Technical Institute. Copenhagen 1961. s. 38 – 46.
- 11 Hansen, J., Brinch. Revised and Extended Formula for bearing capacity. Bulletin No.28. Danish Geotechnical Institute. Copenhagen 1970. s. 5 – 11.
- 12 Hartikainen, Jorma. Perustaminen maan varaan, kantokyvyn laskeminen. INSKO 76–80, Geotekniset laskelmat. Insinööritieto Oy 1980.
- 13 Keskinen, Arto. GEOSTAB–vakavuuslaskentaohjelmisto. Diplomityö 1990. Tampereen teknillinen korkeakoulu.
- 14 Kimura, T., Saitoh, K. On the comparison of centrifuge tests with large-scale model tests. X ICSMFE, Stockholm 1981, Vol. 4, s. 674 – 675.

- 15 Kusakabe, O., Kimura, T., Yamaguchi, H. Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces. *Soils and foundations*. Vol. 21, No.4, Dec. 1981.
- 16 Loadman, kannettava pudotuspainolaite, käyttöohje. AL-Engineering Oy. Versio 2.0. 11.6.1990
- 17 Meyerhof, G.G. 1957. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg.*, I, s. 384 – 386.
- 18 Mizuno, T., Tokumitsu, Y., Kanakami, H. On the bearing capacity of a slope of cohesionless soil. *Soils and foundations* Vol.1, No.2, 1960.
- 19 Myslivec, A., Kysela, Z. The Bearing capacity of Building Foundations. *Developments in Geotechnical engineering* 21. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam 1978.
- 20 Narita K., Yamaguchi H. Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces. *Soils and Foundations*, 1990, vol.116, nr 3, s. 528 – 537.
- 21 Näättänen, A. Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat. Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 43/1992. Tiehallitus, Geopalvelukeskus. Helsinki 1992.
- 22 Outinen, H., Pramila, A. Lujuusopin elementtimenetelmän käyttö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, opintomoniste 110. 2. painos. Tampere 1988.
- 23 Piippo, H., Belt, J., Ehrola, E. Asfalttipäällysteiden tutkimusohjelma ASTO 1987–1992: Tien kantavuuden mittauslaitteet ja eri laitteilla määritetyt kantavuudet (Väliraportti TR 10). VTT Tie- ja liikennelaboratorio N:o 784, Espoo, huhtikuu 1990.
- 24 Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity, version 5.0. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands 1993.
- 25 Putaala, Jorma. Maanvaraisen perustuksen kantokyvyn määrittäminen. *Lisensiaattityö* 1982. Oulun yliopisto, rakentamistekniikan osasto.
- 26 Rantamäki H., Jääskeläinen R., Tammirinne M. *Geotekniikka*. Otakustantamo 1979.
- 27 Rantaniemi, Minna-Liisa. Tukitelineperustusten kantokyky. *Diplomityö* 1993. Tampereen Teknillinen korkeakoulu.
- 28 Saran, S., Sud, V.K., Handa, S.C. 1989. Bearing capacity of footings adjacent to slopes. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 115(4), s. 553 – 573.
- 29 Shields, D.H., et al. 1977. Bearing capacity of foundations near slopes. *Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engrg.*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, Japan, 2, s. 715 – 720.

- 30 Shields, D., Chandler, N., Garnier, N. Bearing capacity of foundations in slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 3, March, 1990, s. 528 – 537.
- 31 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry: Geomekaniikka I, RIL 157-1. Otapaino, Espoo 1985.
- 32 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry: Geomekaniikka II, RIL 157-2. Vaasa Oy, Vaasa 1990.
- 33 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry: Pohjarakennusohjeet, RIL 121. Vammalan kirjapaino, Vammala 1989.
- 34 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry: Pohjarakenteet, RIL 166. Hangan Kirjapaino Oy, Hanko 1986.
- 35 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry: Tukitelineet, RIL K84. Valopaino Oy Helsinki 1987.
- 36 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry: Tukitelineet, RIL 147. Helsinki 1993.
- 37 Tielaitos. Laadunvalvontaohjeet. Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset. Tiehallitus, Geopalvelukeskus. Helsinki 1990.
- 38 Tielaitos. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa. Tiehallitus, Sillansuunnittelu. Helsinki 1991.
- 39 Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Yleiset perusteet. Tielaitos, Kehittämiskeskus. Helsinki 1993.
- 40 Troxler käyttöohjekirja. Oy E. Sarlin Ab. PN 105305. Huhtikuu 1991. Toinen painos.
- 41 Winterkorn, H.F., Fang, Hsai-Yang. *Foundation Engineering Handbook*. Canada 1975.
- 42 Zadroga, Bohdan. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. Part I, II, III. TUT, Nov. 1993. Käsikirjoitus.
- 43 Z_Soil PC. User manual, version 2.1. Zace Services Ltd, Lausanne, Switzerland.

α	$\frac{d}{B}$	Tulos Kerrolin	$e = 0,0 B$								$e = \frac{1}{12} B$				$e = \frac{1}{6} B$							
			$\beta=0^\circ$		$\beta=10^\circ$		$\beta=20^\circ$		$\beta=30^\circ$		$\beta=0^\circ$	10°	20°	30°	$\beta=0^\circ$		$\beta=10^\circ$		$\beta=20^\circ$		$\beta=30^\circ$	
			B=10	B=20	10	20	10	20	10	20	20	20	20	20	10	20	10	20	10	20	10	20
0°	0,0	Koe	292	999	220	825	170	550	151	475	573	734	521	495	157	538	127	405	112	348	83	340
		Hansen	132	528	84	336	49	194	24	97	366	233	135	67	60	237	38	151	22	87	11	44
			2,21	1,89	2,62	2,46	3,50	2,83	6,24	4,90	1,56	3,15	3,86	7,37	2,64	2,27	3,38	2,68	5,14	4,00	7,69	7,82
		Kowalew	123	490	83	330	50	198	27	107												
			2,38	2,03	2,67	2,50	3,44	2,78	5,64	4,44												
		Meyerhof	56	224	36	144	23	90	10	40	155	100	63	28	25	100	16	65	10	40	5	17
		5,21	4,46	6,12	5,72	7,56	6,12	15,1	11,9	3,70	7,34	8,33	17,8	6,26	5,38	7,90	6,29	11,1	8,63	18,4	19,0	
	TranVo Nhllem	108	432	58	231	34	136	14	58	300	200	123	58	49	194	32	128	20	79	9	37	
		2,70	2,31	3,80	3,57	5,00	4,04	10,5	8,24	1,91	3,67	4,23	8,54	3,20	2,78	3,97	3,16	5,74	4,43	8,98	9,20	
	Varga	132	528	91	363	50	198	8	33,2	366	252	138	23	59	237	41	163	222	89	3,7	15	
		2,21	1,89	2,43	2,27	3,44	2,78	18,2	14,3	1,56	2,91	3,79	21,5	2,66	2,27	3,13	2,48	5,04	3,92	22,3	22,8	
	2,0	Koe			292	1035	271	936	192	963								480		504		448
		Meyerhof			56	224	56	224	56	224								100		100		100
					5,21	4,62	4,84	4,18	3,43	4,30								4,80		5,04		4,48
		TranVo Nhllem			102	407	96,3	385	93	372								18,2		173		167
					2,86	2,54	2,81	2,49	2,07	2,58								2,64		2,91		2,68
	3,0	Koe							264	1313												
		Meyerhof							56	224												
								4,71	5,86													
	TranVo Nhllem							107	428													
								2,47	3,06													
10°	0,0	Koe	254	721	224	812	177	605	127	456	700	625	478	368		521		411		295	79	276
		Hansen	69	275	44	174	25	101	13	50	191	121	70	35		123		78		45	5,6	22,4
			3,70	2,62	5,15	4,66	7,02	5,99	10,15	9,12	3,67	5,16	6,82	10,6		4,23		5,27		6,54	14,1	12,3
		Kowalew	61	244	42	166	25	101														
		4,15	2,96	5,40	4,90	7,08	5,99															
		TranVo Nhllem	62	246	32	126	21	86	7	27	186	103	73	24		119		66		47	3,86	15,5
		4,12	2,93	7,11	6,44	8,27	7,08	19,0	17,0	3,76	6,06	6,60	15,2		4,38		6,28		6,34	20,4	17,8	
2,0	Koe							260	692												435	
	TranVo Nhllem							53	210												102	
								4,95	3,30												4,30	
20°	0,0	Koe	271	631	196	760	143	562	117	440	781	653	415	344		384		311		279	58	256
		Hansen	30	121	19	77	11	45	5,6	22	84	54	31	15		54		35		20	2,5	10
			8,94	10,2	10,2	9,88	12,8	12,6	21,1	19,8	9,30	12,2	13,4	22,3		7,08		9,00		14,0	23,2	25,8
		Kowalew	23	94	18	71	13	52														
		11,6	6,8	11,1	10,7	11,1	10,9															
		TranVo Nhllem	19	76	11	44	7,2	29	2,8	12	61	37	25	10		39		24		16	1,6	6,6
		14,2	8,28	17,8	17,3	19,9	19,5	42,6	38,3	12,8	17,9	16,7	33,3		9,86		13,2		17,7	36,7	38,8	
2,0	Koe							209	627												369	
	TranVo Nhllem							16	66												34	
								12,75	9,57												11,0	
30°	0,0	Koe	213	504	177	519	172	420	90	361	383	401	418	276	109	297	102	262	63	310	53	219
		Hansen	10	40	6,3	25,3	3,7	15	1,8	7,3	28	18	10	5,1	4,5	18	2,8	11,4	1,7	6,6	0,82	3,3
			21,3	12,6	28,0	20,5	46,9	28,6	49,4	49,5	13,9	22,9	41,0	54,5	24,3	16,6	36,0	23,1	38,2	47,0	65,1	66,7
	TranVo Nhllem	2,2	8,9	2,2	8,9	1,8	7,1	1,3	5,1	12	10	9,6	6,9	2,2	8,9	1,6	6,5	1,5	6,2	1,21	4,9	
		95,5	56,7	79,7	58,6	97,2	59,4	70,4	70,5	31,9	39,7	43,6	39,8	49,0	33,4	63,0	40,3	41,2	50,4	4,38	45,1	
	2,0	Koe			189	738	239	555	172	630								361		306		305
TranVo Nhllem				2,18	8,7	2,1	8,5	2,07	8,25								8,7		8,5		8,3	
				86,8	84,7	111	65,2	83,1	76,4								41,5		35,9		37,0	
3,0	Koe						543	192	660													
	TranVo Nhllem						8,9	2,2	8,85													
							61,2	87,0	74,6													

```

DECLARE SUB Mittaus (info AS ANY, Siirtymat() AS SINGLE, Voimal AS
SINGLE, Voima2 AS SINGLE)
DECLARE SUB Alkulukemat (info AS ANY)
DECLARE FUNCTION LongTimer& ()
DECLARE FUNCTION Jannite! (kanava AS INTEGER)

```

```

'
-----
' Antureiden alkulukemat saat kutsulla: Alkulukemat Info
' HUOM ! Tällöin pitää anturikertoimet olla sijoitettuna muuttujaan
Info
'      seuraavasti:      Info.Voimakerroin1 = 1234
'                        Info.Voimakerroin2 = 2345
'                        Info.Siirtkerroin1 = 3456 jne.
'
' Aliohjelmaa mittaus kutsutaan: Mittaus Info, Siirtymat(), Voimal,
Voima2
'
-----

```

```

' Allaolevat määrittelyt ja alkuasetukset täytyy löytyä moduulitasolta !
'
-----

```

TYPE InfoT

Palkisto AS SINGLE	' Kuormituspalkkien paino -
lisättävä	' voimien keskiarvoon !
Alkuhetki AS LONG	' LongTIMER kokeen alkuhetkellä
Voimakerroin1 AS SINGLE	' Voima-antureiden kertoimet
Voimakerroin2 AS SINGLE	
VoimalNolla AS SINGLE	' Voima-antureiden alkulukemat
Voima2Nolla AS SINGLE	
Siirtkerroin1 AS SINGLE	' Siirtymäantureiden kertoimet
Siirtkerroin2 AS SINGLE	
Siirtkerroin3 AS SINGLE	
Siirtkerroin4 AS SINGLE	
Siirtkerroin5 AS SINGLE	
Siirtkerroin6 AS SINGLE	
Siirtkerroin7 AS SINGLE	
Siirtkerroin8 AS SINGLE	
Siirtkerroin9 AS SINGLE	
Siirtkerroin10 AS SINGLE	
Siirtkerroin11 AS SINGLE	
Siirtkerroin12 AS SINGLE	
Siirtkerroin13 AS SINGLE	
Siirtkerroin14 AS SINGLE	
' Siirtkerroin15 AS SINGLE	
' Siirtkerroin16 AS SINGLE	

```

Siirt1Nolla AS SINGLE
Siirt2Nolla AS SINGLE
Siirt3Nolla AS SINGLE
Siirt4Nolla AS SINGLE
Siirt5Nolla AS SINGLE
Siirt6Nolla AS SINGLE
Siirt7Nolla AS SINGLE
Siirt8Nolla AS SINGLE
Siirt9Nolla AS SINGLE
Siirt10Nolla AS SINGLE
Siirt11Nolla AS SINGLE
Siirt12Nolla AS SINGLE
Siirt13Nolla AS SINGLE
Siirt14Nolla AS SINGLE
' Siirt15Nolla AS SINGLE
' Siirt16Nolla AS SINGLE

END TYPE

DIM SHARED TimeBase AS LONG
DIM SHARED OldTimer AS LONG

DIM Siirtymat(1 TO 14, 1 TO 2) AS SINGLE

DIM info AS InfoT

TimeBase = 0
OldTimer = TIMER

' Aikasuureitten alkuarvot

OPEN "GPIB0" FOR OUTPUT AS #5
OPEN "GPIB0" FOR INPUT AS #6
PRINT #5, "GPIBEOS OUT CR LF"

' Loggerin alustustoimenpiteet

PRINT #5, "OUTPUT 9;AR"
PRINT #5, "OUTPUT 9;VA0"
PRINT #5, "OUTPUT 9;VR5VD5"

CLOSE #5
CLOSE #6

CLS
PRINT
PRINT "
*****"
PRINT "  *
*"
PRINT "  *      T E L I N E P E R U S T U S T E N   K U O R M I T U S
*"
PRINT "  *      K A L T E V A   M A A N P I N T A
*"
PRINT "  *
*"
PRINT "  *      Seuranta- ja rekisteröintiohjelma (0,2 -0,5 mm väli)
*"
PRINT "  *
*"
PRINT "  *      19.01.1994 Hannele Kulmala
*"
PRINT "  *
*"
PRINT "  *      (Ohjelma/Hannu-Pekka Rantaniemi)
*"
PRINT "

```



```
*****
PRINT
PRINT " "; DATES, TIMES: PRINT

INPUT " Anna kuormitustapauksen tunnus"; tunnus$: PRINT

'Määritellään muuttujat ja annetaan niille alkuarvot!
DIM Palkisto AS SINGLE ' Kuormituspalkkien paino. Lisätään voimien
summaan!
INPUT " Anna hilujen paino [kg]"; hilut: PRINT
INPUT " Anna perustuksen pohjan pinta-ala [m*m]"; Pohja: PRINT

info.Palkisto = hilut * .00981 ' kN
DIM Alkuhetki AS LONG ' LongTIMER kokeen alkuhetkellä

DIM Voimakerroin1 AS SINGLE ' Voima-antureiden kertoimet
DIM Voimakerroin2 AS SINGLE
info.Voimakerroin1 = -63759
info.Voimakerroin2 = -64218

DIM Voima1Nolla AS SINGLE ' Voima-anturien alkulukemat
DIM Voima2Nolla AS SINGLE

DIM Siirtkerroin1 AS SINGLE ' Siirtymäantureiden kertoimet
DIM Siirtkerroin2 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin3 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin4 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin5 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin6 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin7 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin8 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin9 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin10 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin11 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin12 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin13 AS SINGLE
DIM Siirtkerroin14 AS SINGLE
'DIM Siirtkerroin15 AS SINGLE
'DIM Siirtkerroin16 AS SINGLE
info.Siirtkerroin1 = 104.5
info.Siirtkerroin2 = 104.5
info.Siirtkerroin3 = 55.4
info.Siirtkerroin4 = 104.5
info.Siirtkerroin5 = 104.5
info.Siirtkerroin6 = 55.4
info.Siirtkerroin7 = 104.5
info.Siirtkerroin8 = 104.5
info.Siirtkerroin9 = 104.5
info.Siirtkerroin10 = 104.5
info.Siirtkerroin11 = 104.5
info.Siirtkerroin12 = 104.5
info.Siirtkerroin13 = 104.5
info.Siirtkerroin14 = 104.5
'info.Siirtkerroin15 = 104.5
'info.Siirtkerroin16 = 104.5

DIM Siirt1Nolla AS SINGLE ' Siirtymäantureiden alkulukemat
DIM Siirt2Nolla AS SINGLE
DIM Siirt3Nolla AS SINGLE
DIM Siirt4Nolla AS SINGLE
DIM Siirt5Nolla AS SINGLE
```

```

DIM Siirt6Nolla AS SINGLE
DIM Siirt7Nolla AS SINGLE
DIM Siirt8Nolla AS SINGLE
DIM Siirt9Nolla AS SINGLE
DIM Siirt10Nolla AS SINGLE
DIM Siirt11Nolla AS SINGLE
DIM Siirt12Nolla AS SINGLE
DIM Siirt13Nolla AS SINGLE
DIM Siirt14Nolla AS SINGLE
'DIM Siirt15Nolla AS SINGLE
'DIM Siirt16Nolla AS SINGLE

PRINT " Nollataan anturit (k)";
sika = -1
WHILE sika
  INPUT nolla$
  IF (nolla$ = "k") THEN
    sika = 0
    Alkulukemat info
    Voima = info.VoimalNolla + info.Voima2Nolla + info.Palkisto
  END IF
WEND

PRINT : PRINT " Nollauksen jälkeiset arvot ovat:"
PRINT USING " Voima=####.# kN ( V1####.## + V2####.## + Hilut #.## )";
Voima; info.VoimalNolla; info.Voima2Nolla; info.Palkisto;
PRINT : PRINT " Nollasiirtymät [mm]:"
PRINT " 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
11 12"
PRINT " ";
PRINT USING " ###.#"; info.Siirt1Nolla; info.Siirt2Nolla;
info.Siirt3Nolla; info.Siirt4Nolla; info.Siirt5Nolla; info.Siirt6Nolla;
PRINT USING " ###.#"; info.Siirt7Nolla; info.Siirt8Nolla;
info.Siirt9Nolla; info.Siirt10Nolla; info.Siirt11Nolla; info.Siirt12Nolla
PRINT " 13 14 "
PRINT " ";
PRINT USING " ###.#"; info.Siirt13Nolla; info.Siirt14Nolla
PRINT

OPEN tunnus$ + ".dat" FOR OUTPUT AS #1
PRINT #1, " "; , tunnus$, DATE$, TIME$: PRINT #1,
PRINT #1, " Nollauksen jälkeiset arvot ovat:"
PRINT #1, USING " Voima=####.## kN ( V1####.## + V2####.## + Hilut
#.## )"; Voima; info.VoimalNolla; info.Voima2Nolla; info.Palkisto
PRINT #1, " Nollasiirtymät antureittain [mm]:"
PRINT #1, " 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
11 12"
PRINT #1, " ";

```

```
PRINT #1, USING " ###.##"; info.Siirt1Nolla; info.Siirt2Nolla;
info.Siirt3Nolla; info.Siirt4Nolla; info.Siirt5Nolla; info.Siirt6Nolla;
PRINT #1, USING " ###.##"; info.Siirt7Nolla; info.Siirt8Nolla;
info.Siirt9Nolla; info.Siirt10Nolla; info.Siirt11Nolla; info.Siirt12Nolla
PRINT #1, "                13      14      "
PRINT #1, "                ";
PRINT #1, USING " ###.##"; info.Siirt13Nolla; info.Siirt14Nolla
PRINT #1,
CLOSE #1
```

```
DIM TallSiirt(1 TO 14) AS SINGLE
DIM Tallaika AS LONG
TallSiirt(1) = info.Siirt1Nolla
TallSiirt(2) = info.Siirt2Nolla
TallSiirt(3) = info.Siirt3Nolla
TallSiirt(4) = info.Siirt4Nolla
TallSiirt(5) = info.Siirt5Nolla
TallSiirt(6) = info.Siirt6Nolla
TallSiirt(7) = info.Siirt7Nolla
TallSiirt(8) = info.Siirt8Nolla
TallSiirt(9) = info.Siirt9Nolla
TallSiirt(10) = info.Siirt10Nolla
TallSiirt(11) = info.Siirt11Nolla
TallSiirt(12) = info.Siirt12Nolla
TallSiirt(13) = info.Siirt13Nolla
TallSiirt(14) = info.Siirt14Nolla
'TallSiirt(15) = info.Siirt15Nolla
'TallSiirt(16) = info.Siirt16Nolla
```

```
PRINT : PRINT " Aloitetaan kuormitus (k)";
sika = -1
WHILE sika
    INPUT nolla$
    IF nolla$ = "k" THEN
        sika = 0
        PRINT " Aloitetaan kuormitus"
        PRINT " Kokeen keskeytys F1:tä painamalla"
        info.Alkuhetki = LongTimer&
    END IF
WEND
```

```
KEY(1) ON
ON KEY(1) GOSUB Lopetus
CLS
```

```
Aloitutus:
j = 1
Mittaus info, Siirtymat(), Voimal, Voima2
IF (j = 1) THEN LOCATE 25, 5: PRINT "Mittaus käynnissä!      Lopetus
painamalla F1"
```

```
Voima = Voimal + Voima2 + info.Palkisto
Pohjapaine = Voima / Pohja
LOCATE 1, 5: PRINT "Kuorma on: "
LOCATE 1, 17: PRINT USING " ###.## kN (###.##kN + ###.##kN +
#.##kN)"; Voima; Voimal; Voima2; info.Palkisto
LOCATE 2, 5: PRINT "Pohjapaine on: "
LOCATE 2, 20: PRINT USING " ####.## kN/m2"; Voima / Pohja
```

```
FOR i% = 1 TO 14
    IF (((Siirtymat(i%, 2) - TallSiirt(i%)) >= .2) OR ((Siirtymat(i%, 2) -
TallSiirt(i%)) <= -.5)) THEN
        BEEP: LOCATE 10, 5: PRINT "Siirtymä talletus."
        OPEN tunnus$ + ".dat" FOR APPEND AS #1
```



```

i% = 14
PRINT #1, USING "Voima ###.## kN (###.##+###.##) Pohjapaine:
#####.# kPa Aika:##### s"; Voima; Voima1; Voima2; Pohjapaine;
Siirtymat(1, 1)
PRINT #1, "Siirt";
FOR j% = 1 TO 12
    PRINT #1, USING " ###.##"; Siirtymat(j%, 2);
    TallSiirt(j%) = Siirtymat(j%, 2)
NEXT j%
PRINT #1,
PRINT #1, "Siirt";
FOR j% = 13 TO 14
    PRINT #1, USING " ###.##"; Siirtymat(j%, 2);
    TallSiirt(j%) = Siirtymat(j%, 2)
NEXT j%
PRINT #1,
CLOSE #1
Tallaika = Siirtymat(1, 1)
END IF
NEXT i%

```

```

IF ((Siirtymat(1, 1) - Tallaika) >= 60) THEN
  BEEP: LOCATE 10, 5: PRINT "Aika talletus."
  OPEN tunnus$ + ".dat" FOR APPEND AS #1
  PRINT #1, USING "Voima ###.## kN (###.##+###.##) Pohjapaine:
###.## kPa Aika:##### s"; Voima; Voima1; Voima2; Pohjapaine;
Siirtymat(1, 1)
  PRINT #1, "Siirt";
  FOR j% = 1 TO 12
    PRINT #1, USING " ###.##"; Siirtymat(j%, 2);
    TallSiirt(j%) = Siirtymat(j%, 2)
  NEXT j%
  PRINT #1,
  PRINT #1, "Siirt";
  FOR j% = 13 TO 14
    PRINT #1, USING " ###.##"; Siirtymat(j%, 2);
    TallSiirt(j%) = Siirtymat(j%, 2)
  NEXT j%
  PRINT #1,
  CLOSE #1
  Tallaika = Siirtymat(1, 1)
END IF

```

```

PRINT : LOCATE 3, 5: PRINT USING "Talletusaika ##### s
Tallaika
LOCATE 4, 5: PRINT "Tallennetut siirtymät [mm]
"
PRINT " ";
FOR j% = 1 TO 12
PRINT USING "+###.#"; TallSiirt(j%);
NEXT j%
PRINT : PRINT "
FOR j% = 13 TO 14
PRINT USING "+###.#"; TallSiirt(j%);
NEXT j%
LOCATE 9, 5: PRINT "
LOCATE 22, 5: PRINT "

```

GOTO Aloitus

Lopetus:

```
IF (AS = "k") THEN
  GOTO Hyvasti
ELSE
  CLOSE #5
  CLOSE #6
  KEY(1) ON
  GOTO Aloitus
END IF

RETURN

Hyvasti:
CLS
END

SUB Alkulukemat (info AS InfoT)

DIM Syotto AS SINGLE

' Kanavien suhteen tehdyt oletukset ovat seuraavat:
'
'   - Syöttöjännite kanavassa 30
'   - Voima-anturit kanavissa 20 ja 21
'   - Siirtymäanturit kanavissa 0 - 13
'
' Huomioi siis tarvittavat muutokset, jos ei ole näin !!!

Syotto = Jannite!(30)
IF Syotto < 1.5 OR Syotto > 3! THEN
  PRINT
  PRINT "   Syöttöjännitteessä vikaa! "
  PRINT
  BEEP: BEEP: BEEP
END IF

info.Voima1Nolla = Jannite!(20) * info.Voimakerroin1 / Syotto
info.Voima2Nolla = Jannite!(21) * info.Voimakerroin2 / Syotto

info.Siirt1Nolla = Jannite!(0) * info.Siirtkerroin1
info.Siirt2Nolla = Jannite!(1) * info.Siirtkerroin2
info.Siirt3Nolla = Jannite!(2) * info.Siirtkerroin3
info.Siirt4Nolla = Jannite!(3) * info.Siirtkerroin4
info.Siirt5Nolla = Jannite!(4) * info.Siirtkerroin5
info.Siirt6Nolla = Jannite!(5) * info.Siirtkerroin6
info.Siirt7Nolla = Jannite!(6) * info.Siirtkerroin7
info.Siirt8Nolla = Jannite!(7) * info.Siirtkerroin8
info.Siirt9Nolla = Jannite!(8) * info.Siirtkerroin9
info.Siirt10Nolla = Jannite!(9) * info.Siirtkerroin10
info.Siirt11Nolla = Jannite!(10) * info.Siirtkerroin11
info.Siirt12Nolla = Jannite!(11) * info.Siirtkerroin12
info.Siirt13Nolla = Jannite!(12) * info.Siirtkerroin13
info.Siirt14Nolla = Jannite!(13) * info.Siirtkerroin14
'info.Siirt15Nolla = Jannite!(14) * info.Siirtkerroin15
'info.Siirt16Nolla = Jannite!(15) * info.Siirtkerroin16

END SUB

DEFINT A-Z
FUNCTION Jannite! (kanava AS INTEGER)

OPEN "GPIB0" FOR OUTPUT AS #5
OPEN "GPIB0" FOR INPUT AS #6
```

```
PRINT #5, "GPIBEOS OUT CR LF"

Komento$ = "AC" + STR$(kanava)
PRINT #5, "OUTPUT 9;" + Komento$

FOR i% = 1 TO 20: NEXT i%          ' Tässä pieni viive !

PRINT #5, "ENTER 9"
INPUT #6, Vast$
Jannite! = VAL(Vast$)

CLOSE #5
CLOSE #6

END FUNCTION

DEFSNG A-Z
FUNCTION LongTimer&

DIM TempTimer AS LONG
DIM HelpTimer1 AS LONG
DIM HelpTimer2 AS LONG

HelpTimer1 = 0
HelpTimer2 = 0
FOR i = 1 TO 2
    HelpTimer1 = TIMER
    IF HelpTimer1 > HelpTimer2 THEN
        HelpTimer2 = HelpTimer1
    END IF
NEXT i
TempTimer = HelpTimer2

IF OldTimer > TempTimer THEN
    TimeBase = TimeBase + 86400
END IF
OldTimer = TempTimer

LongTimer& = TimeBase + TempTimer

END FUNCTION

SUB Mittaus (info AS InfoT, Siirtymat() AS SINGLE, Voimal AS SINGLE,
Voima2 AS SINGLE)

DIM Syotto AS SINGLE

' Kanavien suhteen tehdyt oletukset ovat seuraavat:
'
'   - Syöttöjännite kanavassa 30
'   - Voima-anturit kanavissa 20 ja 21
'   - Siirtymäanturit kanavissa 0 - 13

' Huomioi siis tarvittavat muutokset, jos ei ole näin !!!

Syotto = Jannite!(30)

IF Syotto < 1.5 OR Syotto > 3! THEN
    PRINT
    PRINT "   Syöttöjännitteessä vikaa! "
    PRINT
    BEEP: BEEP: BEEP
```


END IF

Voimal = Jannite!(20) * info.Voimakerroin1 / Syotto - info.VoimalNolla
Voima2 = Jannite!(21) * info.Voimakerroin2 / Syotto - info.Voima2Nolla

Siirtymat(1, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(1, 2) = Jannite!(0) * info.Siirtkerroin1 - info.Siirt1Nolla

Siirtymat(2, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(2, 2) = Jannite!(1) * info.Siirtkerroin2 - info.Siirt2Nolla

Siirtymat(3, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(3, 2) = Jannite!(2) * info.Siirtkerroin3 - info.Siirt3Nolla

Siirtymat(4, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(4, 2) = Jannite!(3) * info.Siirtkerroin4 - info.Siirt4Nolla

Siirtymat(5, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(5, 2) = Jannite!(4) * info.Siirtkerroin5 - info.Siirt5Nolla

Siirtymat(6, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(6, 2) = Jannite!(5) * info.Siirtkerroin6 - info.Siirt6Nolla

Siirtymat(7, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(7, 2) = Jannite!(6) * info.Siirtkerroin7 - info.Siirt7Nolla

Siirtymat(8, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(8, 2) = Jannite!(7) * info.Siirtkerroin8 - info.Siirt8Nolla

Siirtymat(9, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(9, 2) = Jannite!(8) * info.Siirtkerroin9 - info.Siirt9Nolla

Siirtymat(10, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(10, 2) = Jannite!(9) * info.Siirtkerroin10 - info.Siirt10Nolla

Siirtymat(11, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(11, 2) = Jannite!(10) * info.Siirtkerroin11 - info.Siirt11Nolla

Siirtymat(12, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(12, 2) = Jannite!(11) * info.Siirtkerroin12 - info.Siirt12Nolla

Siirtymat(13, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(13, 2) = Jannite!(12) * info.Siirtkerroin13 - info.Siirt13Nolla

Siirtymat(14, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
Siirtymat(14, 2) = Jannite!(13) * info.Siirtkerroin14 - info.Siirt14Nolla

'Siirtymat(15, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
'Siirtymat(15, 2) = Jannite!(14) * info.Siirtkerroin15 -
info.Siirt15Nolla

'Siirtymat(16, 1) = LongTimer& - info.Alkuhetki
'Siirtymat(16, 2) = Jannite!(15) * info.Siirtkerroin16 -
info.Siirt16Nolla

END SUB

KUORMITUSPÖYTÄKIRJA

pvm 20.7.1993 nimi HKKOE Sr85B15K

MITATUT TIIVIYSASTEET:

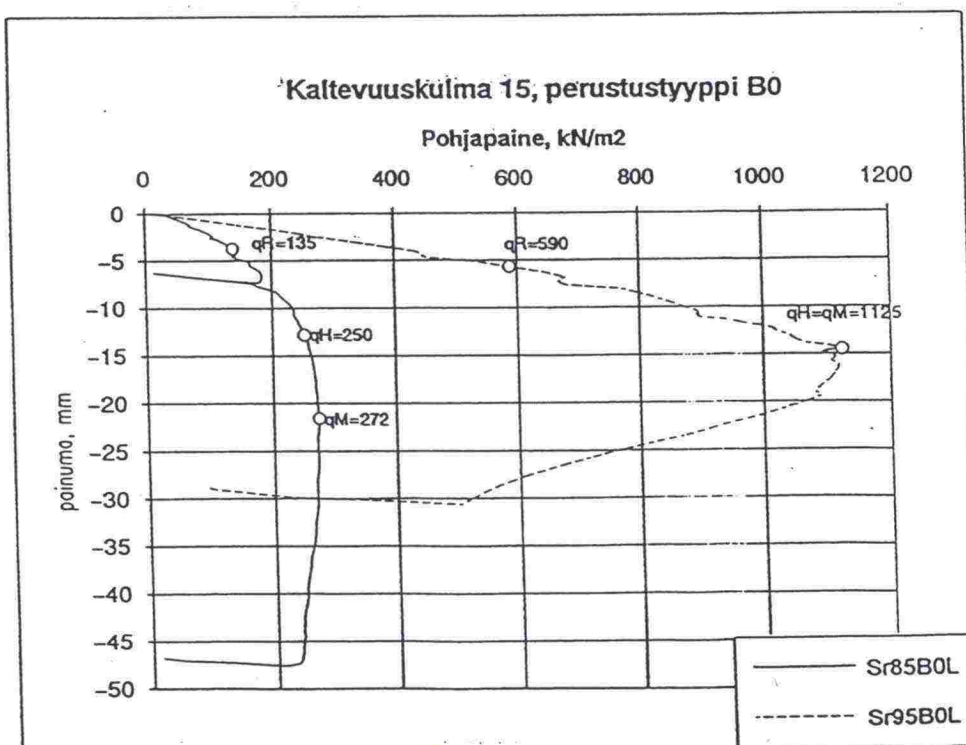
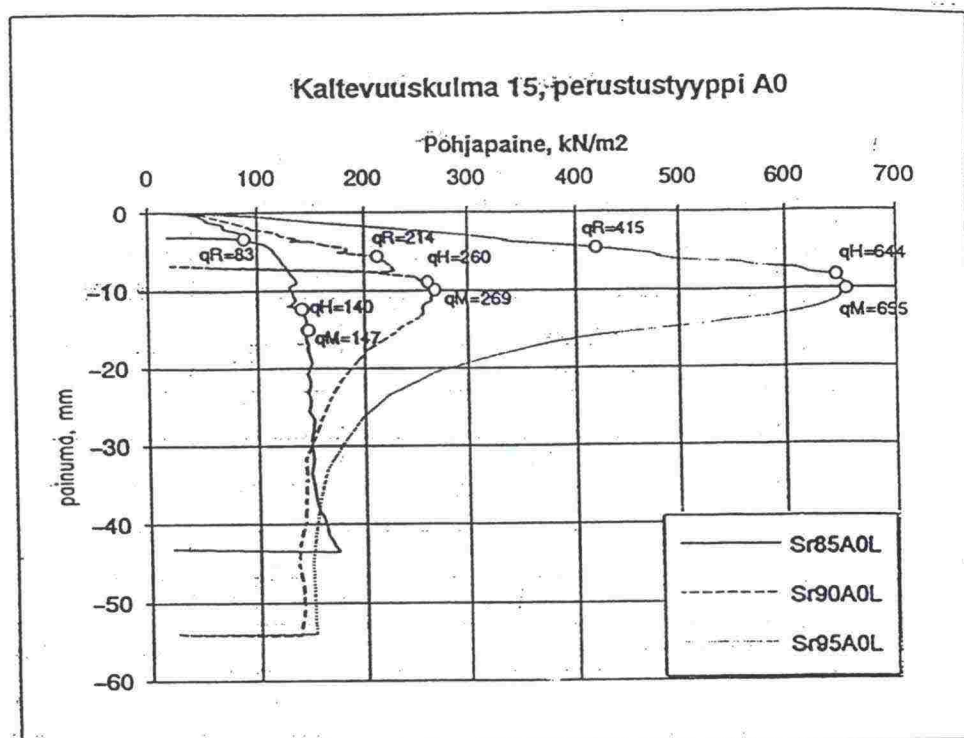
SYVYYS	TROXLER	VOLYMETRI
pinta, <i>luiska</i>	85,5	
0,2	87,8	87,5
0,4	87,1	
0,6	87,8	86,9
0,8	86,9	
1,0		
1,2		

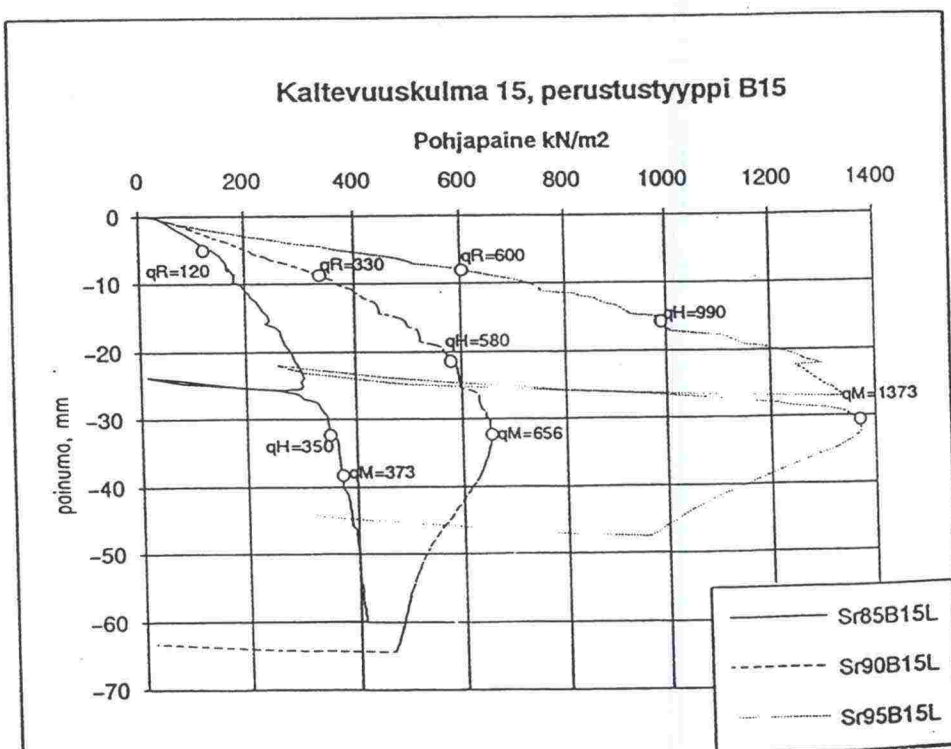
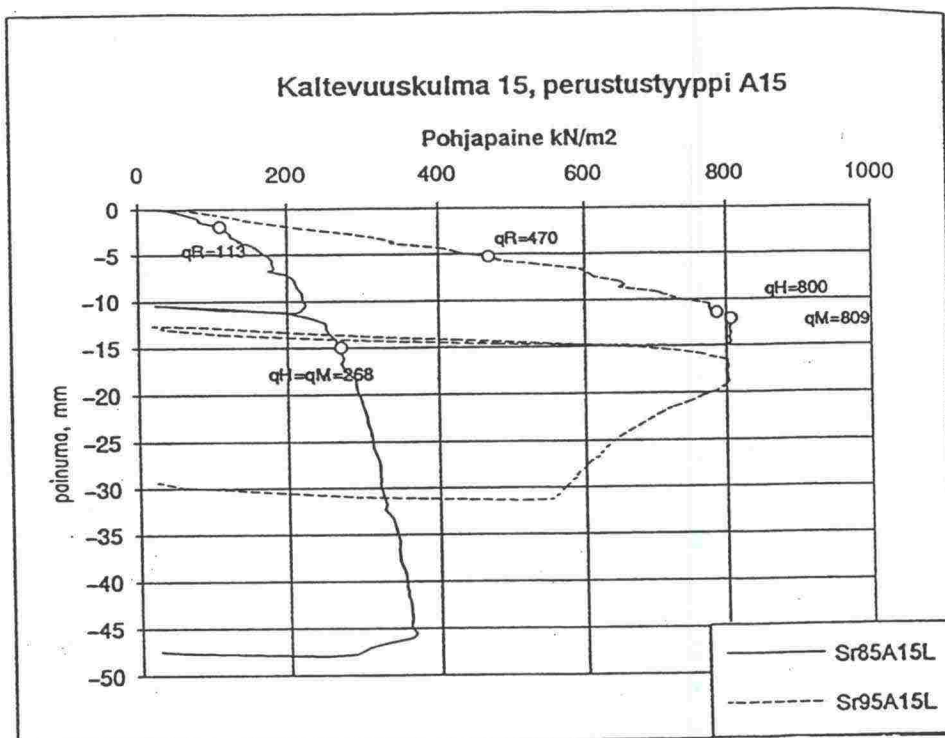
KUORMITUSPORTAAT:

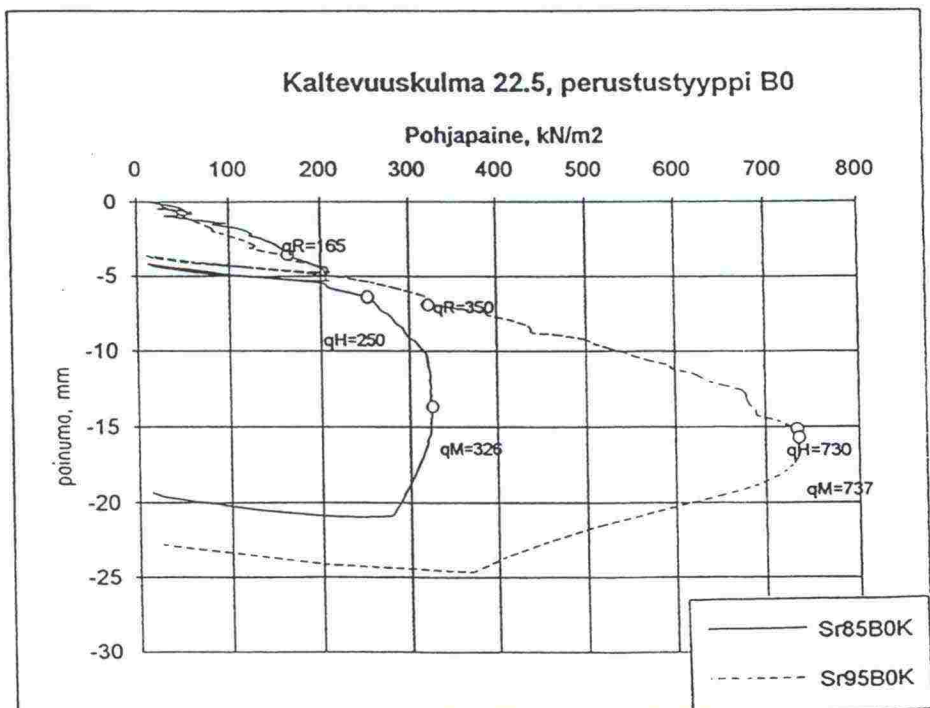
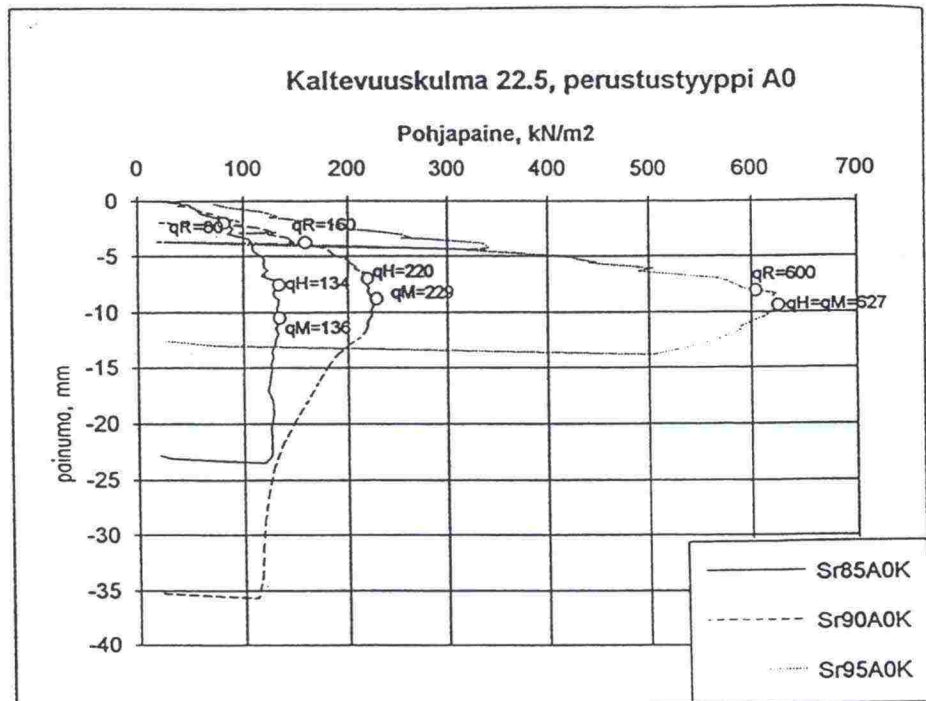
Teoria: 0,5 x Rantaniemi

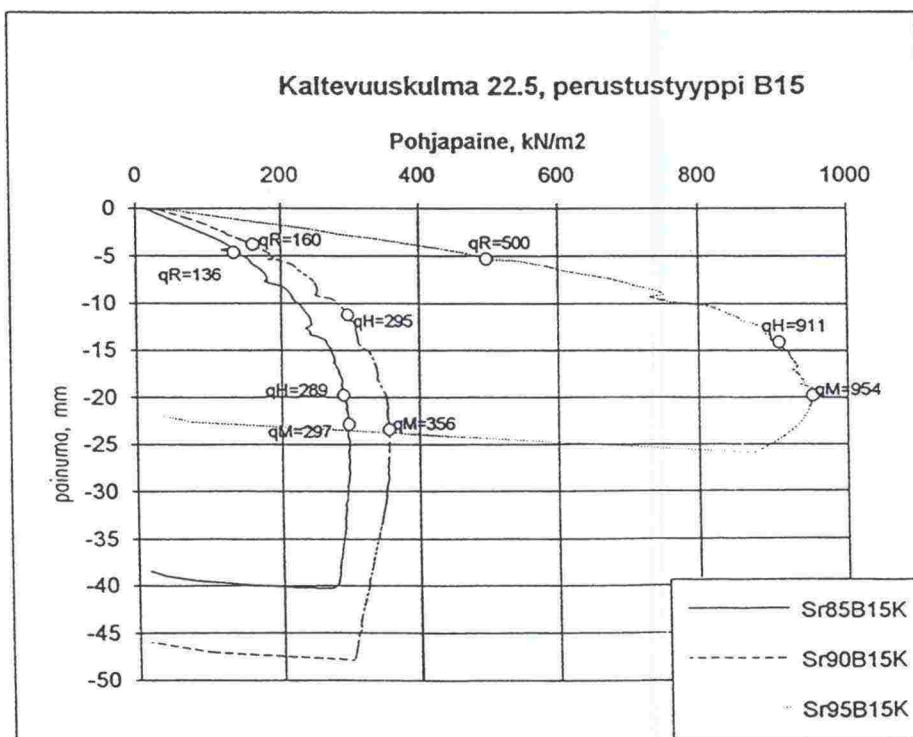
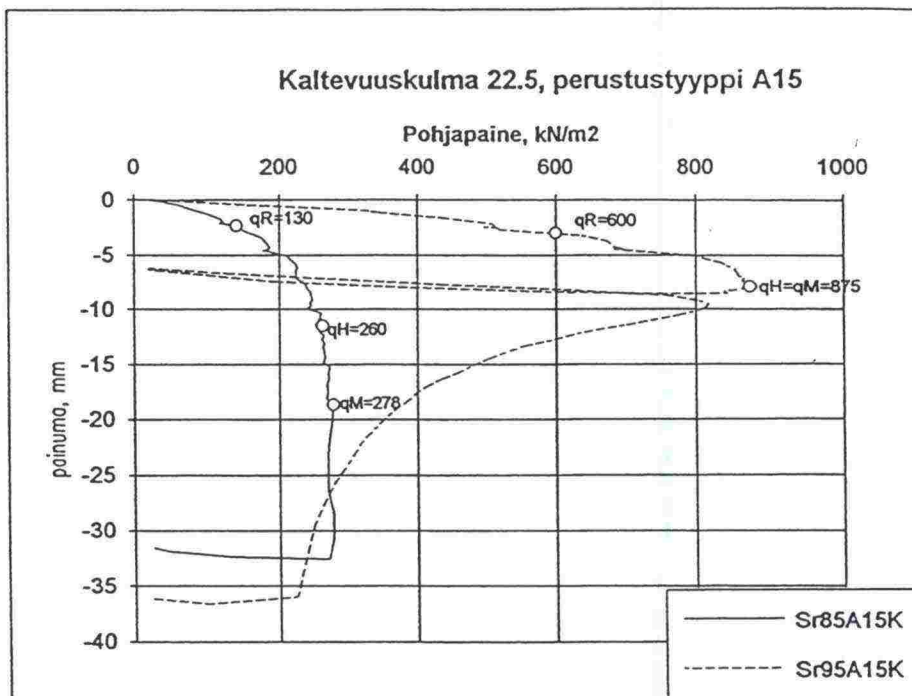
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5
kN/m ²	120	180	240	300	450	600	750
kN	54	81	108	135	203	270	338

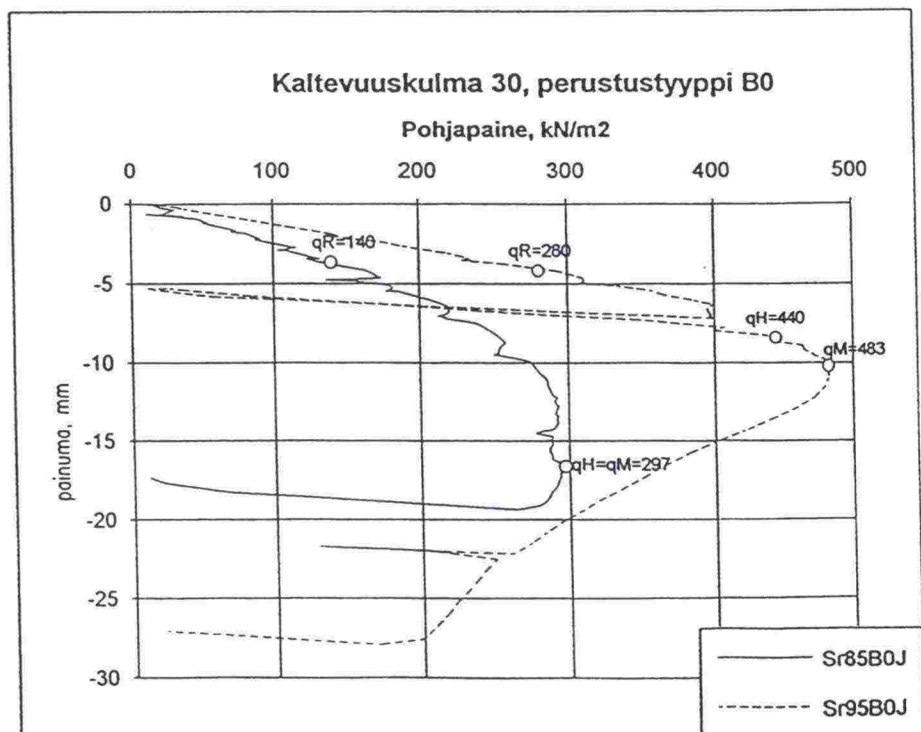
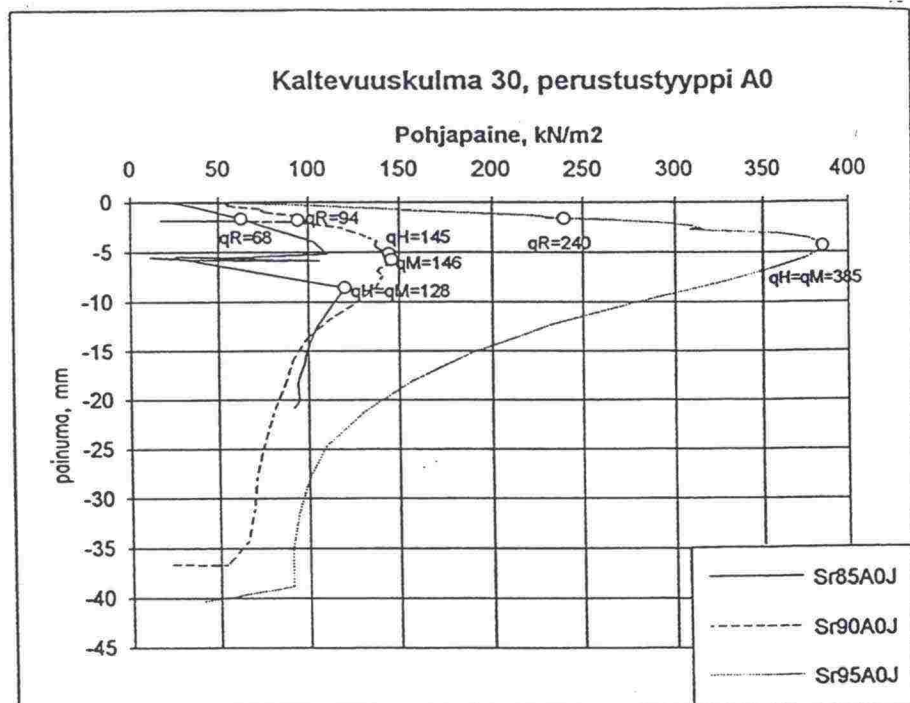
Ensimmäinen halkeama: n. 130 kNMurtokuorma: n. 130 kNHuomioita: Maapohja murtui ennen arvioitua murtokuormaa

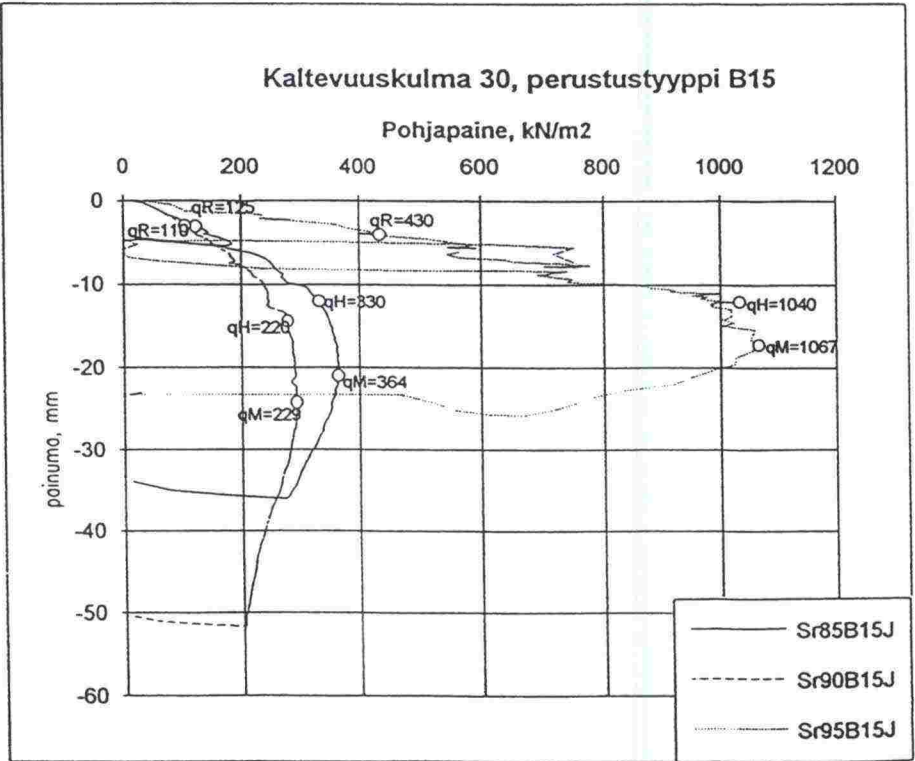
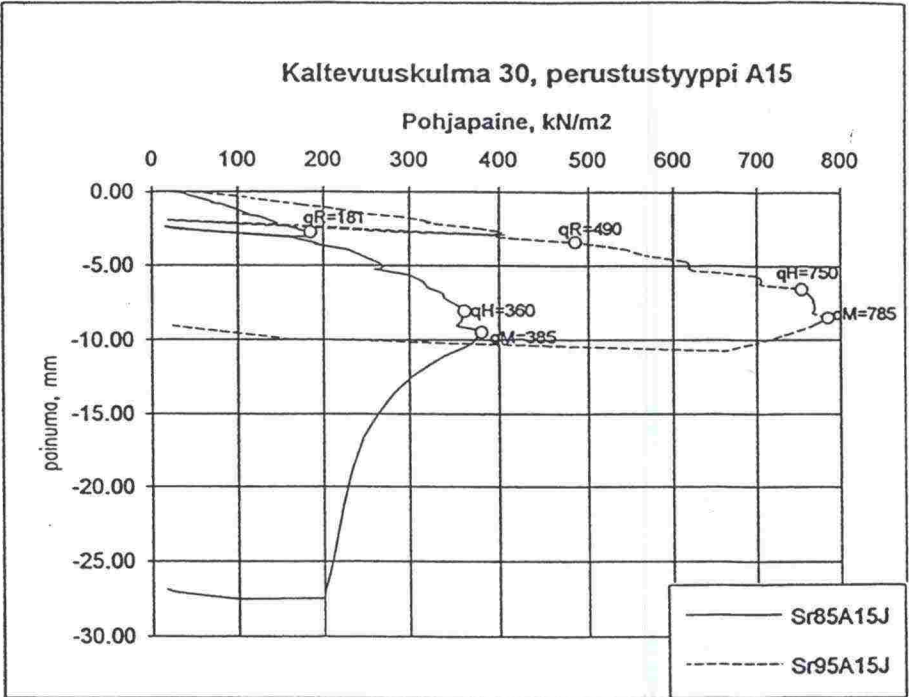













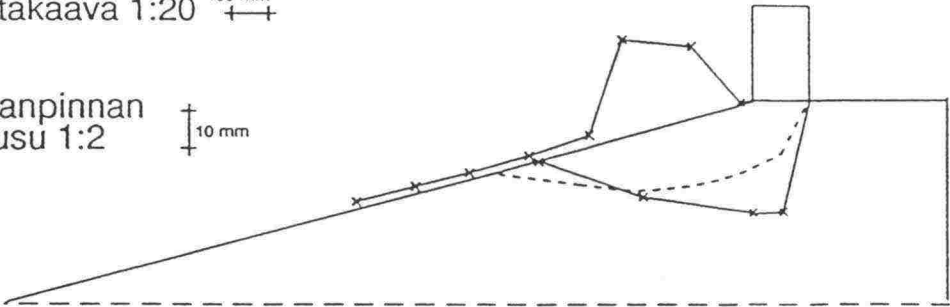
TEORIOIDEN SISÄINEN VARMUUS KOETULOKSIIN NÄHDEN										
KOE	Tietäitos	DIN	Ranta- niemi	Balla (arvio)	Brinch- Hansen	Vesic	Bishop	Meyer- hof	Saran	Graham
Sr85A0	3,82	3,82	1,00	2,03	5,09	3,62		3,28	2,29	3,14
Sr85B0	2,68	2,68	1,00	1,43	3,58	2,55		2,30	1,61	2,21
Sr85A15	3,22	3,22	1,00	1,67	3,18	2,83		2,48	2,25	3,45
Sr85B15	2,27	2,27	1,00	1,20	2,52	2,11		1,81	1,84	1,80
Sr90A0	3,31	3,31	1,00	1,67	4,42	3,21		3,75	3,97	2,34
Sr90B15	2,23	2,23	1,00	1,12	2,53	2,11		2,23	3,38	1,36
Sr95A0	3,80	3,80	1,00	2,10	5,07	3,74		3,57	3,43	2,80
Sr95B0	2,61	2,61	1,00	1,44	3,49	2,57		2,46	2,36	1,92
Sr95A15	2,32	2,32	1,00	1,27	2,45	2,15		1,98	2,15	1,61
Sr95B15	2,22	2,22	1,00	1,17	2,57	2,14		2,00	2,43	1,00
Sr85A0L	3,90	3,87	0,91	1,84	5,20	3,37	2,77	3,10	2,67	2,54
Sr85A0K	5,61	5,67	1,15	2,34	7,49	4,86	4,12	4,70	3,76	2,94
Sr85A0J	9,09	9,14	1,45	2,94	12,12	8,79	7,11	8,34	5,90	5,20
Sr85B0L	3,61	3,63	1,19	1,71	4,82	3,11	2,72	2,86	2,47	2,35
Sr85B0K	6,73	6,79	1,96	2,81	8,97	5,83	4,94	5,63	4,50	3,52
Sr85B0J	10,55	10,61	2,39	3,41	14,06	10,20	8,25	9,68	6,84	6,03
Sr85A15L	2,95	2,73	0,81	1,35	2,92	2,36	2,71	1,60	1,19	1,95
Sr85A15K	4,75	4,34	1,16	1,93	4,71	3,82	3,31	2,24	1,76	2,34
Sr85A15J	11,33	10,69	2,14	3,56	11,22	10,17	7,86	4,68	3,37	5,91
Sr85B15L	2,90	2,74	1,13	1,36	3,22	2,44	2,07	1,73	1,60	1,43
Sr85B15K	3,59	3,38	1,24	1,49	3,99	3,04	2,38	1,94	1,75	1,65
Sr85B15J	7,57	7,43	2,02	2,43	8,41	7,15	5,60	3,73	2,99	3,14
Sr90A0L	3,39	3,41	0,91	1,51	4,52	2,98	2,69	2,92	2,33	1,84
Sr90A0K	4,48	4,49	1,06	1,77	5,98	3,97	4,58	2,98	3,39	2,48
Sr90A0J	4,92	4,87	0,90	1,51	6,56	4,86	4,87	4,75	3,80	2,71
Sr90B15L	2,57	2,45	1,02	1,14	2,92	2,21	2,19	3,56	1,55	1,19
Sr90B15K	2,17	2,05	0,76	0,85	2,46	1,87	1,98	2,32	1,18	0,77
Sr90B15J	3,07	2,99	0,83	0,94	3,49	2,96	3,26	4,76	1,48	1,19
Sr95A0L	3,76	3,76	0,88	1,84	5,01	3,36	3,28	4,14	2,53	1,62
Sr95A0K	5,59	5,60	1,15	2,42	7,46	5,02	4,48	5,74	4,66	2,58
Sr95A0J	5,91	5,92	0,94	1,98	7,88	5,92	4,87	6,46	5,40	2,80
Sr95B0L	3,23	3,23	1,09	1,58	4,30	2,88	2,68	3,56	2,17	1,16
Sr95B0K	3,29	3,29	0,99	1,42	4,38	2,95	2,63	3,37	2,74	1,52
Sr95B0J	3,71	3,72	0,86	1,24	4,94	3,72	3,06	4,05	3,39	1,75

KOE	Tielaitos	DIN	Ranta- niemi	Balla (arvio)	Brinch- Hansen	Vesic	Bishop	Meyer- hof	Saran	Graham
Sr95A15L	2,27	2,12	0,87	1,10	2,39	1,91	2,10	1,62	1,97	1,00
Sr95A15K	3,82	3,54	1,29	1,64	4,02	3,23	2,92	2,50	2,43	1,42
Sr95A15J	5,89	5,69	1,54	1,96	6,21	5,56	4,49	3,67	2,61	2,20
Sr95B15L	2,59	2,47	1,03	1,21	2,99	2,26	2,03	2,08	2,25	0,77
Sr95B15K	2,80	2,66	0,99	1,15	3,23	2,45	2,12	2,08	2,07	0,84
Sr95B15J	5,38	5,26	1,47	1,72	6,22	5,27	4,27	3,90	3,04	1,65
Ka	4,76	4,66	1,22	1,81	5,77	4,33	3,81	3,88	2,93	2,33
Ka 30	4,78	4,66	1,25	1,77	5,68	4,37	3,77	3,80	2,85	2,27
Ka 22	4,76	4,66	1,21	1,83	5,80	4,31	3,77	3,84	3,03	2,35
Ka 15	4,87	4,78	1,20	1,90	6,01	4,41	3,86	4,00	3,14	2,47
Ka 0	2,85	2,85	1,00	1,51	3,49	2,70		2,59	2,57	2,16
Tiiviysasteiden 90 ja 95 % keskiarvot kaltevuuskulmittain (kuten edelliset keskiarvot, mutta tiiviysaste 85 % puuttuu):										
Ka 30	3,69	3,59	1,04	1,39	4,43	3,43	3,10	3,48	2,58	1,50
Ka 22	3,80	3,72	1,03	1,50	4,69	3,49	3,21	3,48	2,83	1,66
Ka 15	3,96	3,90	1,04	1,59	4,97	3,63	3,35	3,67	2,94	1,79
Ka 0	2,75	2,75	1,00	1,46	3,42	2,65		2,66	2,95	1,84
Keskiarvot tiiviysasteen mukaan jaoteltuna (ei sisällä tasaista maata):										
Ka 85 %	6,49	6,34	1,53	2,38	7,75	5,84	4,87	4,60	3,45	3,59
Ka 90 %	3,74	3,66	0,96	1,33	4,74	3,54	3,53	4,15	2,67	1,95
Ka 95 %	3,84	3,75	1,08	1,52	4,64	3,55	3,10	3,41	2,87	1,58



Mittakaava 1:20 

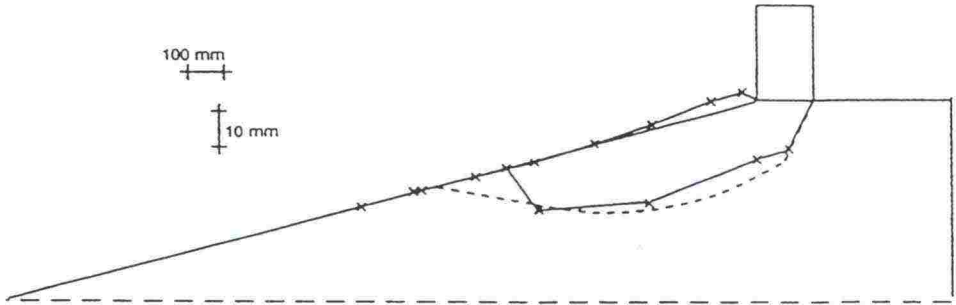
Maanpinnan
nousu 1:2 

Sr85A0L





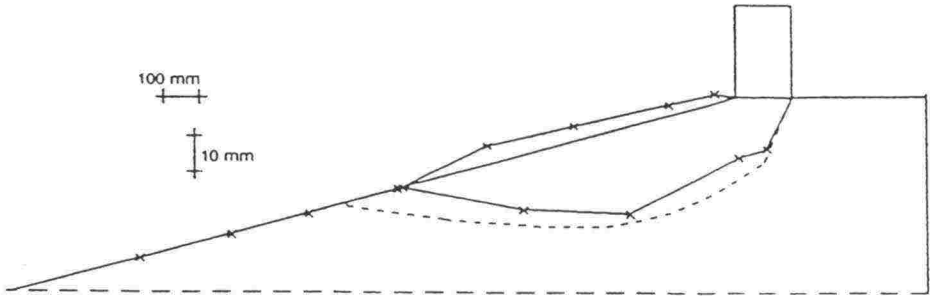
Sr90A0L

100 mm 
10 mm 



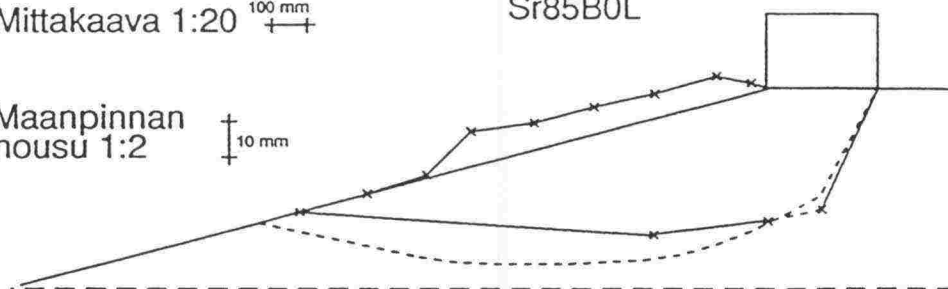
Sr95A0L

100 mm 
10 mm 

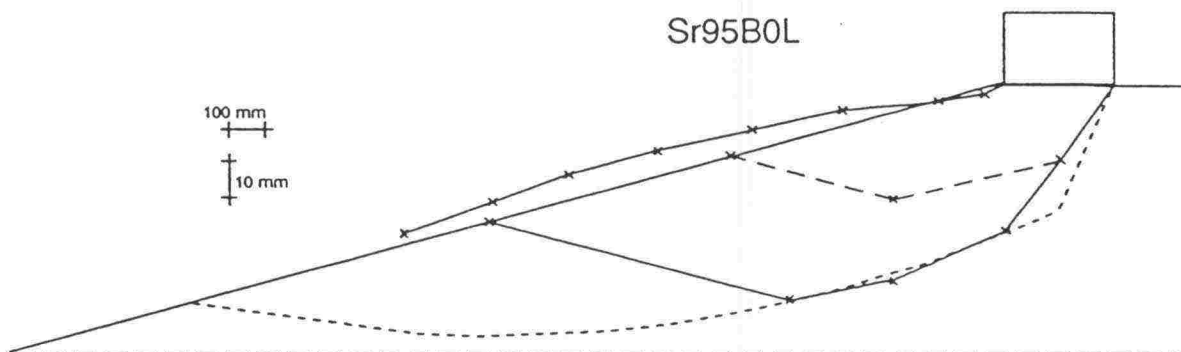


Mittakaava 1:20 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$

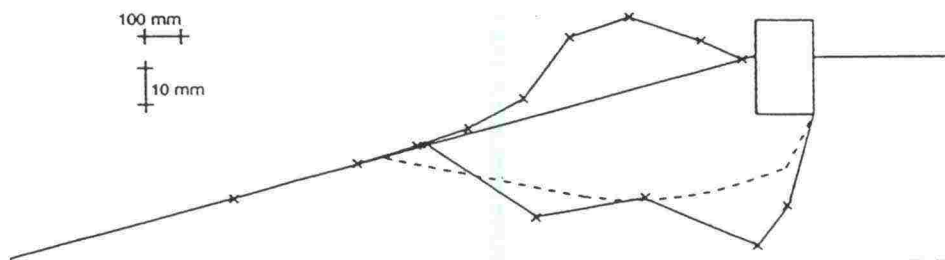
Sr85B0L

Maanpinnan
nousu 1:2 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 

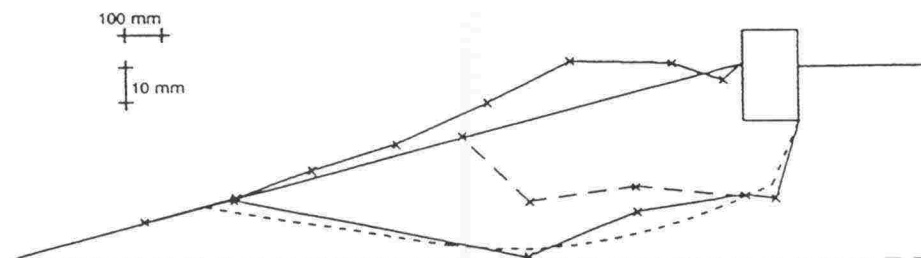
Sr95B0L

 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 

Sr85A15L

 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 

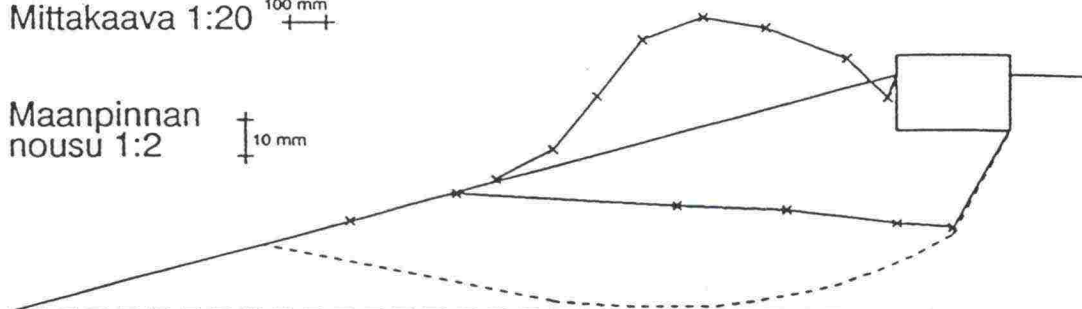
Sr95A15L

 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 

Sr85B15L

Mittakaava 1:20 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$

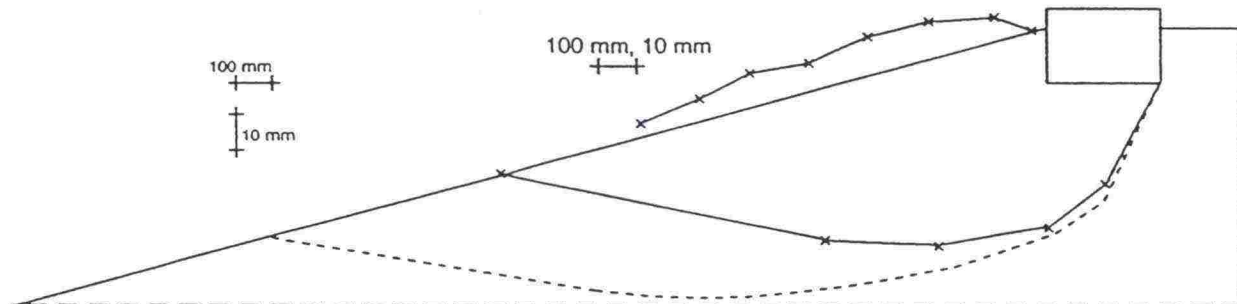
Maanpinnan
nousu 1:2 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$



Sr90B15L

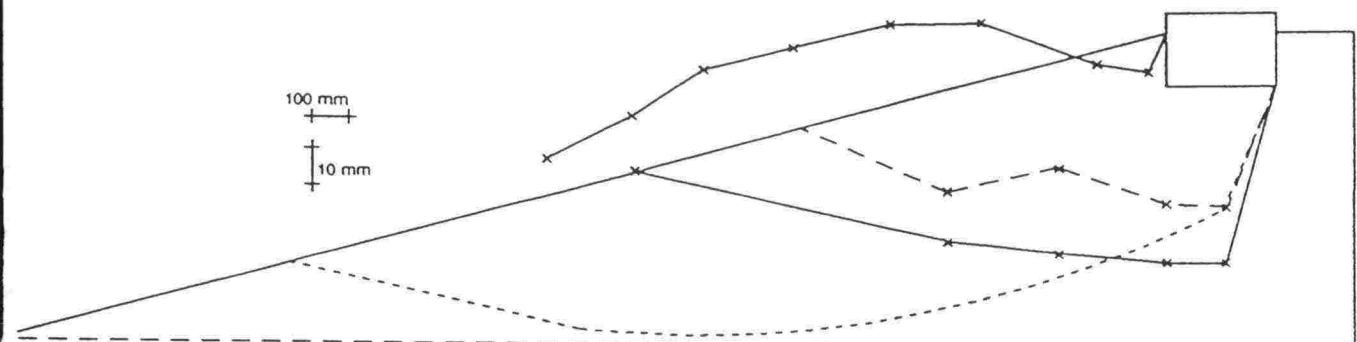
$\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$

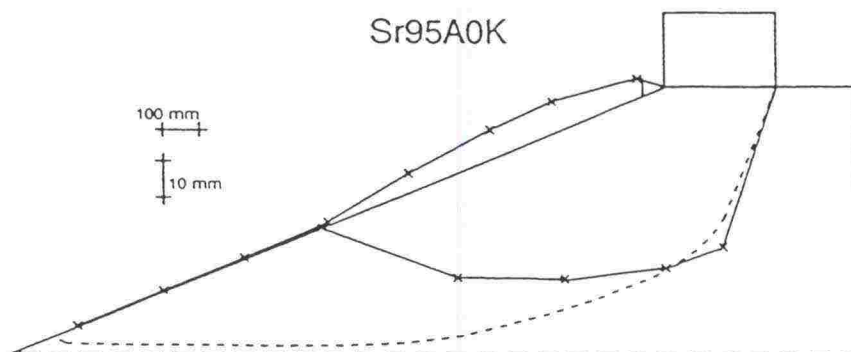
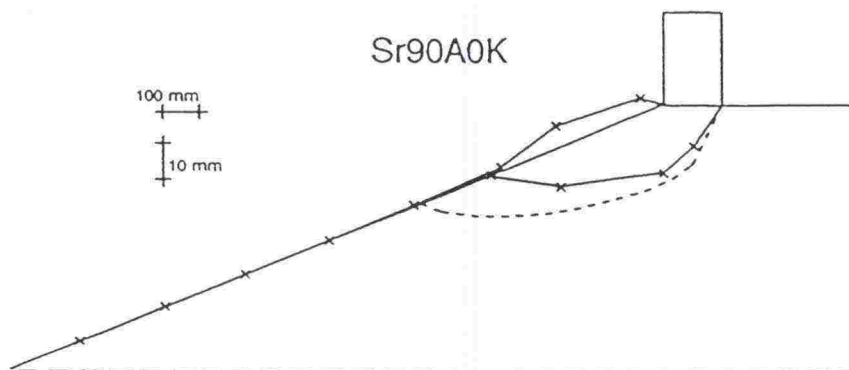
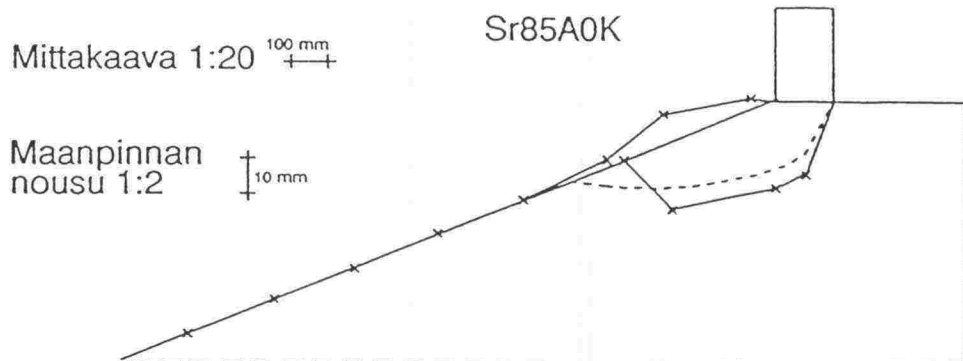
$\frac{100 \text{ mm}, 10 \text{ mm}}{\text{---}}$

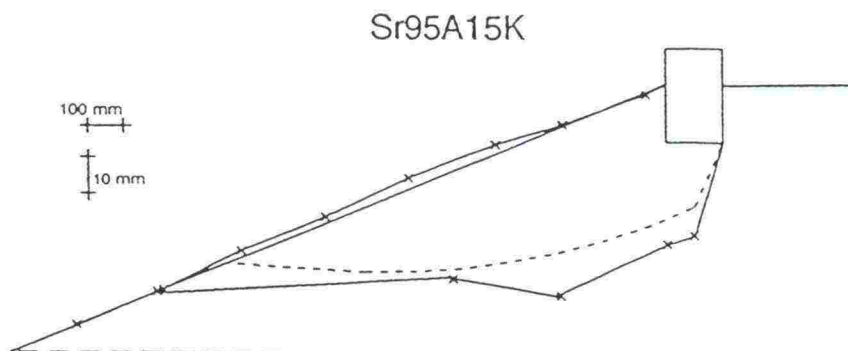
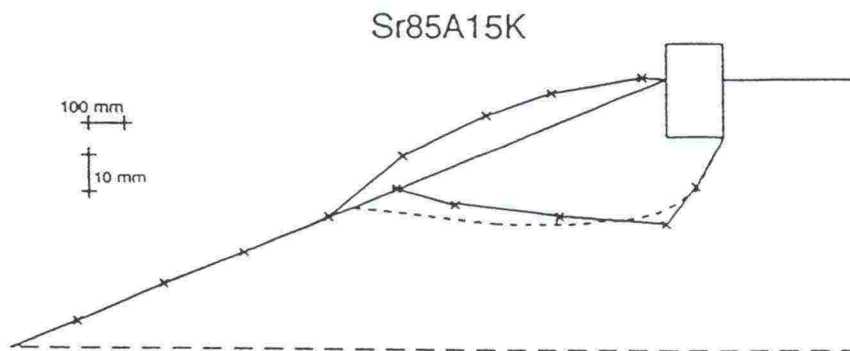
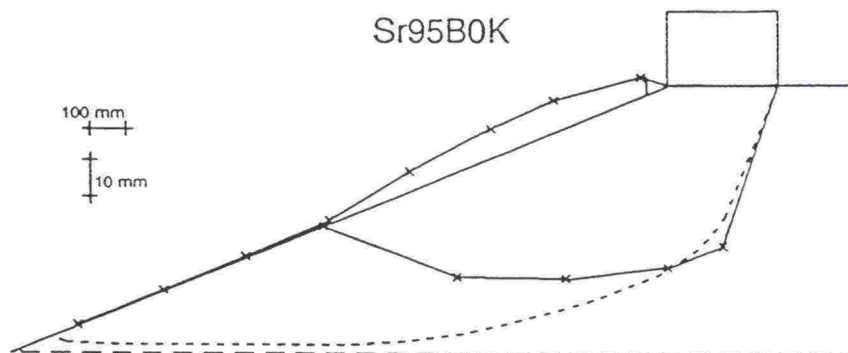
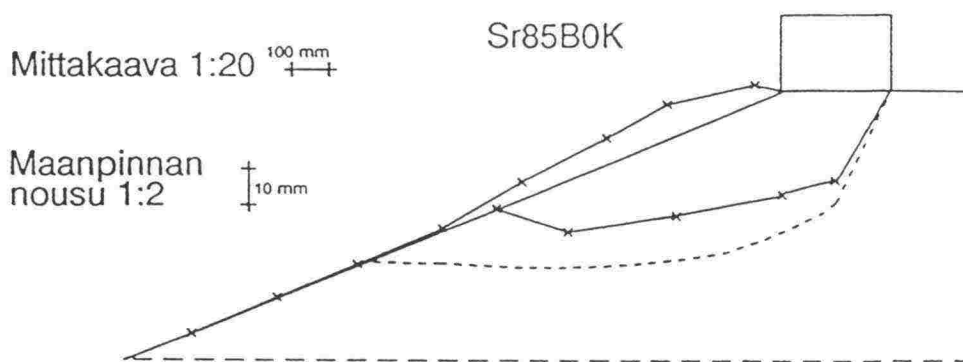


Sr95B15L

$\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$

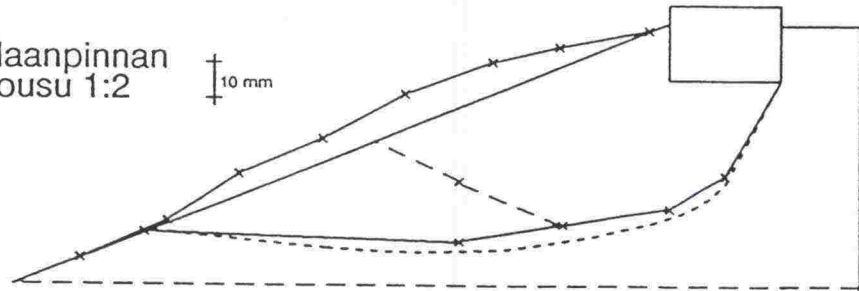




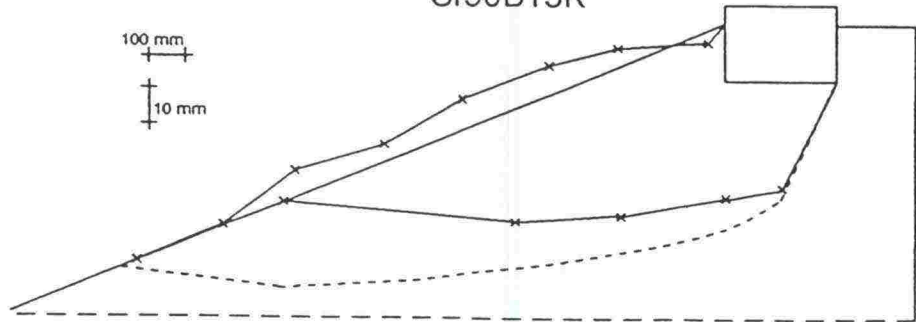


Mittakaava 1:20 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$

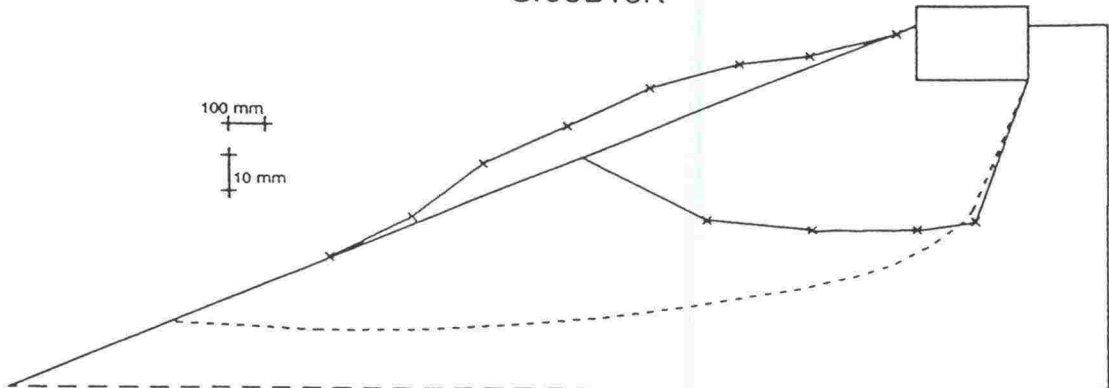
Sr85B15K

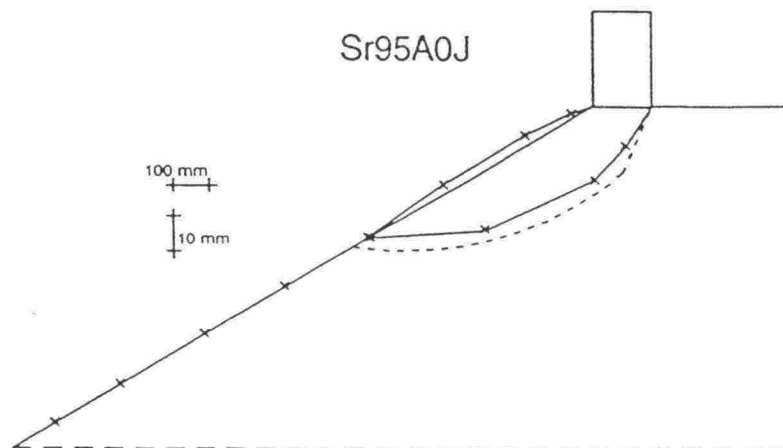
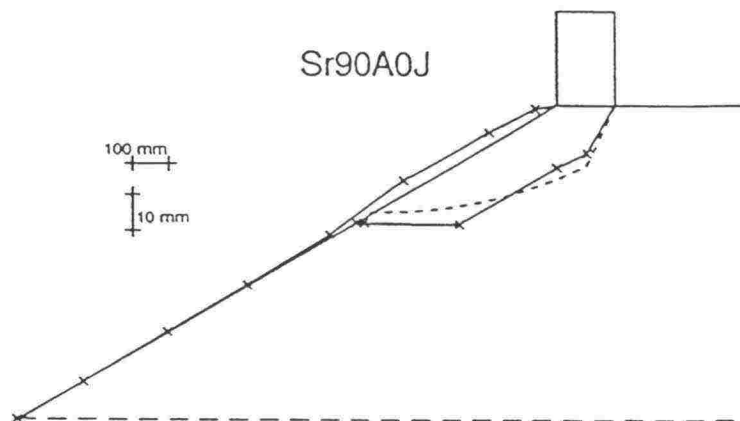
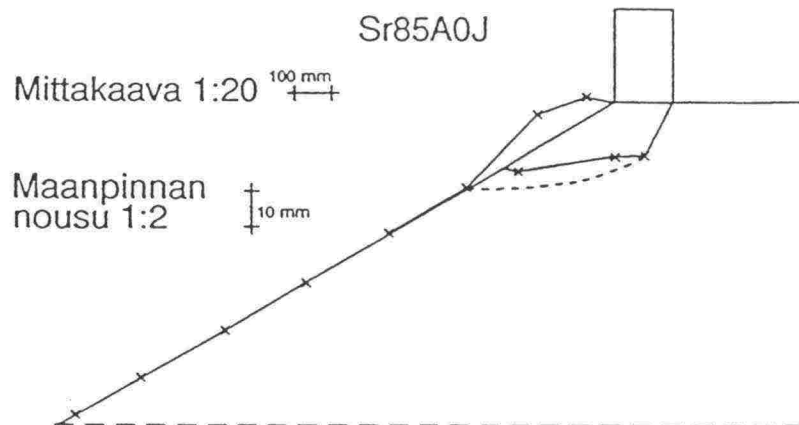
Maanpinnan
nousu 1:2 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 

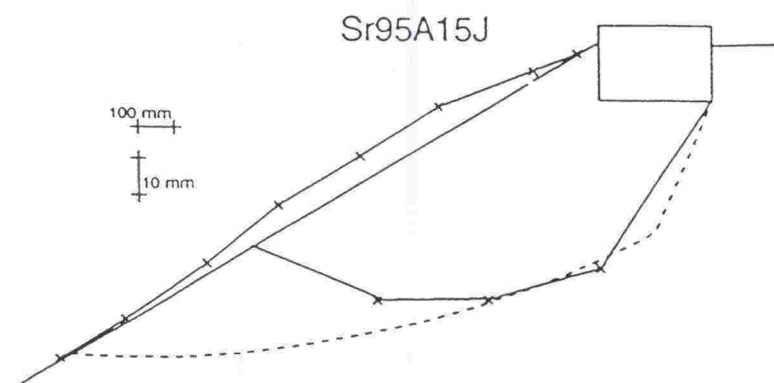
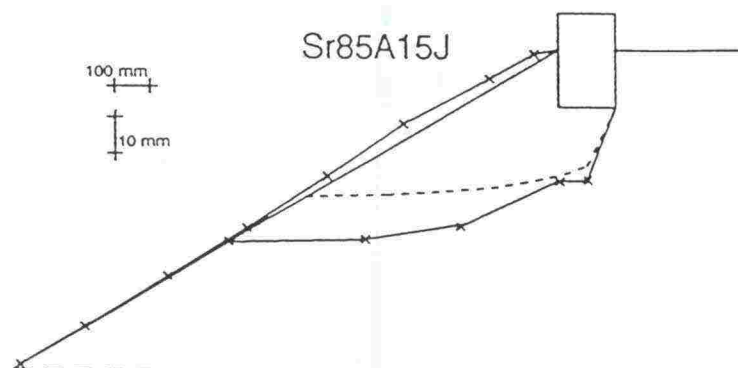
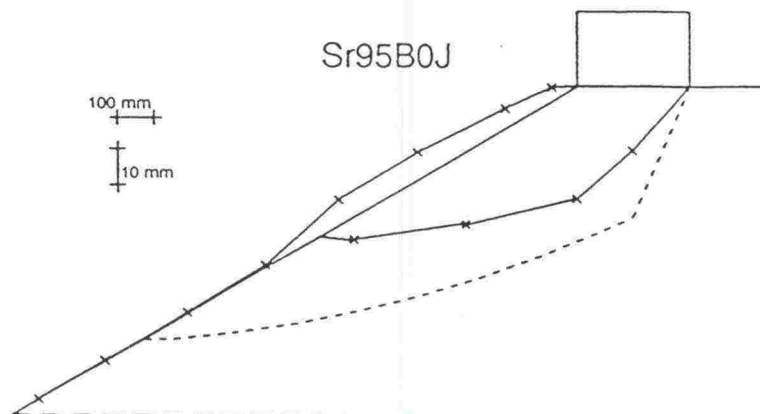
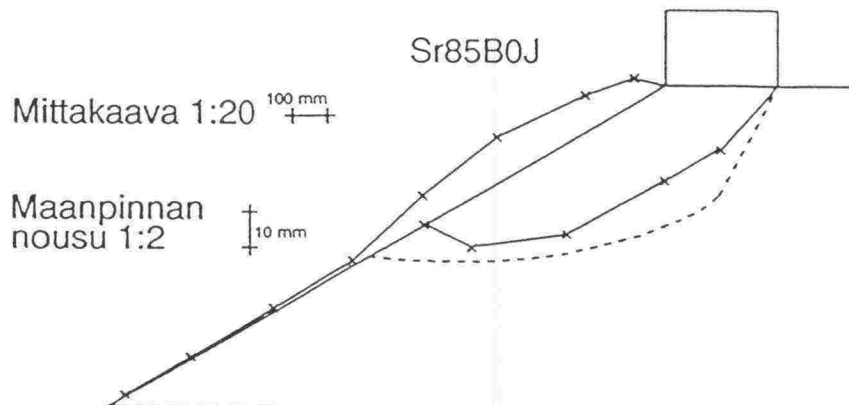
Sr90B15K

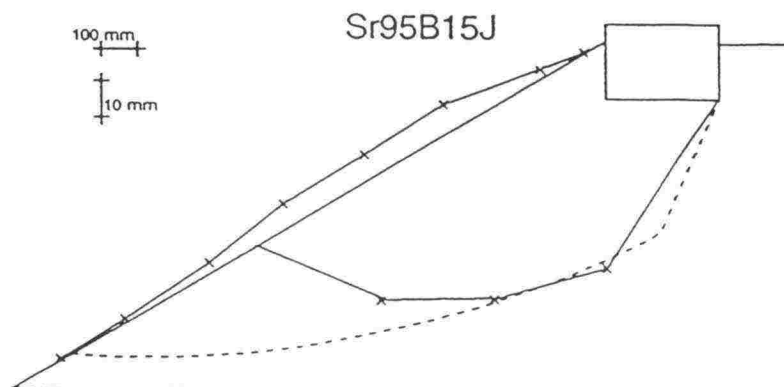
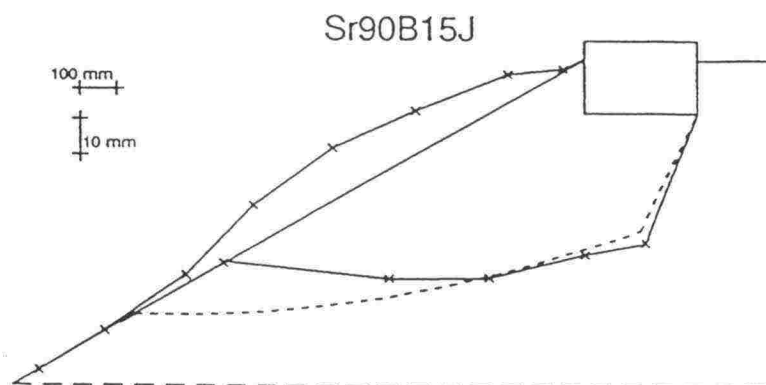
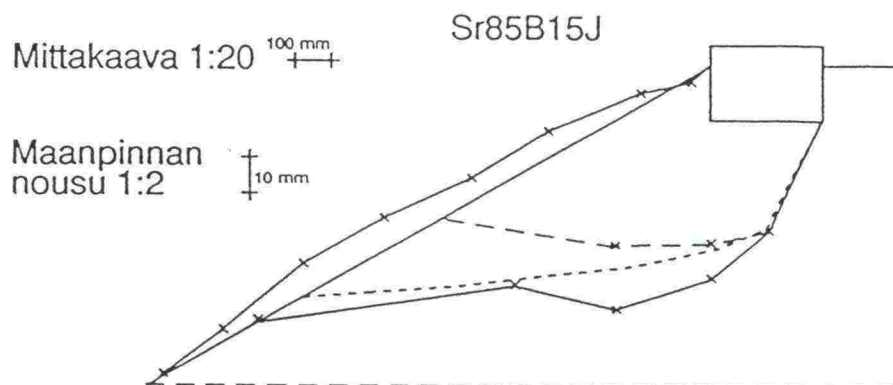
 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 

Sr95B15K

 $\frac{100 \text{ mm}}{\text{---}}$
 $\frac{10 \text{ mm}}{\text{---}}$ 







TIELAITOKSEN TUTKIMUKSIA

- 4/1992 Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti. TIEL 3100005
- 5/1993 Arktinen tienrakentaminen, Kilpisjärven hankkeen yhteenveto. TIEL 3100011
- 2/1994 Routanousun mallintaminen, kirjallisuusselvitys. TIEL 3100013

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 1/1992 Pystyöjanauhojen laatuvaatimukset; laadunvalvonta ja testausmenetelmät. TIEL 3200057
- 31/1992 Pohjaveden maatiivistesuojan tiivistäminen. TIEL 3200086
- 46/1992 Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. TIEL 3200099
- 62/1992 Hienoaineksen vaikutus stabiloidun moreenimurskeen pakkaskestävyyteen. TIEL 3200112
- 68/1992 Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelma (TPPT), perussuunnitelma. TIEL 3200118
- 69/1992 Rakennettujen ja perusparannettujen teiden tasaisuus. TIEL 3200119
- 78/1992 PTM-auton tuottamien tunnuslukujen käyttökelpoisuus ja vertailtavuus sekä niiden yhteys laser-mittauksiin (IRI, IRI4, PI/Laser). TIEL 3200134
- 8/1993 Sitomattoman kantavan kerroksen rakentaminen. TIEL 3200135
- 15/1993 Masuunikuonan käyttö sitomattomissa päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200142
- 16/1993 Betonipäällysteen seuranta; Vt 4 Kempele-Kiviniemi, seurantaraportti nro 1. TIEL 3200144
- 19/1993 Teiden kuntoa ja palvelutasoa koskeva seurantatutkimus. TIEL 3200145
- 20/1993 Moreeni ja sen käyttö. TIEL 3200146
- 26/1993 Bentoniittimattojen ja muovikavojen kelpoisuus pohjaveden suojaukseen, tutkimuksia ja suosituksia. TIEL 3200152
- 34/1993 Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen, esitutkimus. TIEL 3200159
- 36/1993 Palaturpeen käyttö lämmöneristeenä, raportti koerakenteiden rakentamisesta. TIEL 3200161
- 38/1993 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Kirjallisuusselvitys. TIEL 3200163
- 39/1993 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Esiselvitysvaiheen kuormituskokeet. TIEL 3200164
- 40/1993 Teiden tasaisuusmittareiden vertailu; PTM:n, Roadmanin ja Dipstickin laitevertailu sekä epätasaisuuksien vaikutus tierasitukseen. TIEL 3200165
- 41/1993 Stabiloidun materiaalin maksimiraekoon sekä koekappaleen koon ja muodon vaikutus puristuslujuuteen. TIEL 3200166
- 47/1993 Väsymissuorat tierakenteen mitoitus varten. TIEL 3200172
- 59/1993 Valtatien 3 routamitoitus routanousun mukaan välillä Riihimäki P - Virala. TIEL 3200184
- 60/1993 Jännitys- ja muodonmuutosmittaukset tierakenteessa 1991-1992; Pohjaveden pinnan vaikutus, tienpinnan taipumamittaus eri lämpötiloissa, vertailu standardi paripyörä - Neste Oy:n kantavuusradan pyörä. TIEL 3200185

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 68/1993 Kuitukankaat tienrakennuksessa; Uudistetun VTT-GEO luokituksen mukaiset laatuvaatimukset. TIEL 3200193
- 77/1993 Moreenin jalostaminen. TIEL 3200201
- 81/1993 Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi, tutkimusraportti. TIEL 3200205
- 82/1993 Emulsiopäällysteiden suunnittelu ja rakentaminen. TIEL 3200206
- 4/1994 Strategic Highway Research Program (SHRP) - Long-Term Pavement Performance (LTPP); Materiaalimodulin määrittäminen takaisinlaskentaohjelmalla sekä tierakenteen vaurioitumisajankohdan ennustemallit. TIEL 3200213
- 8/1994 Roudan vaikutusten mallintaminen. TIEL 3200219
- 12/1994 Jännitys- ja muodonmuutosmittaukset tierakenteessa 1992-1993. Roudan sulamisen simulointi, pohjaveden pinnan vaikutus korkeassa lämpötilassa ja päällysteen reunan vaikutus. TIEL 3200223
- 28/1994 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Vuoden 1993 kuormituskokeet. TIEL 3200238
- 30/1994 Kallioleikkaukset. TIEL 3200240
- 45/1994 Maan routimisen termomekaaninen malli ja sen laskelmat. TIEL 3200254
- 47/1994 Masuunihiekan käyttö päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200256
- 53/1994 Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen, loppuraportti. TIEL 3200262
- 3/1995 Kuormituskestävyyden tavoitekriteerit. TIEL 3200281
- 15/1995 Betonipäällysteen seuranta, vt 4 Kempele-Kiviniemi, seurantataraportti nro 2. TIEL 3200293
- 20/1995 Sään ja hydrologisten tekijöiden vaikutus kevätkelirikkoon. TIEL 3200298
- 30/1995 TPPT:n laatusuunnitelma. TIEL 3200308
- 43/1995 Tukitelineperustusten kantokyky. TIEL 3200319
- 44/1995 Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. TIEL 3200320
- 45/1995 Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä. TIEL 3200321
- 54/1995 Veittostensuon koerakenteen toiminta ja laadun arviointi. TIEL 3200330
- 58/1995 Kestävän kehityksen tierakenteet - ideakilpailu. TIEL 3200333
(Geotekniikan informaatiojulkaisuja:)
- 2/1993 Massanvaihto. TIEL 3200127
- 21/1993 Pengerpaalutus. TIEL 3200147
- 23/1993 Pohjanvahvistusmenetelmän valinta. TIEL 3200149
- 24/1993 Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet. TIEL 3200150
- 39/1994 Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. TIEL 3200248
- 42/1994 Nauhapystyöjitys. TIEL 3200251
- 67/1994 Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. TIEL 3200276
- 79/1995 Tieleikkausten pohjatutkimukset. TIEL 3200354